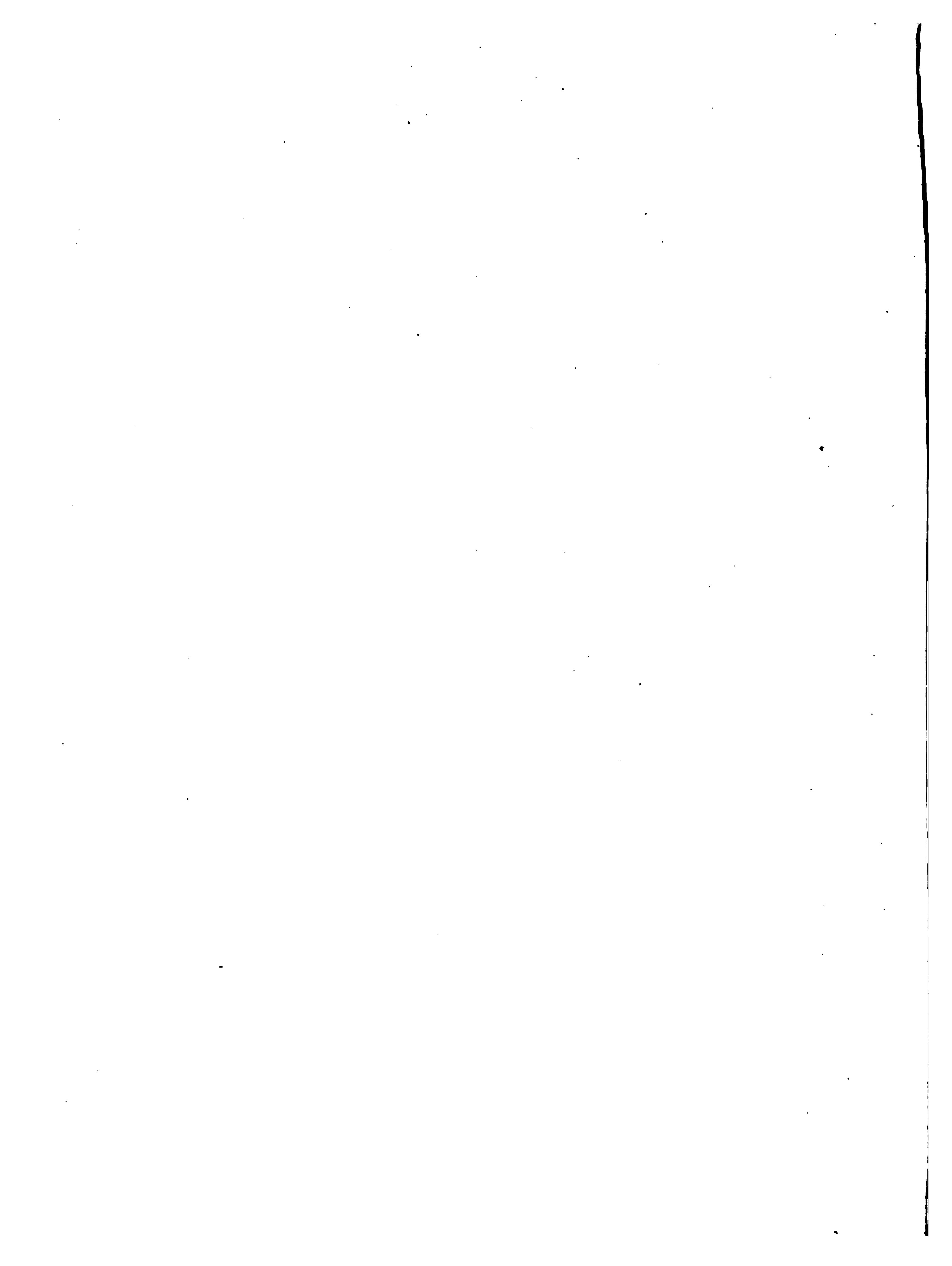




Über die

Berechnung von beiderseits armierten Betonbalken.

Mit einem Anhang:

Einige Versuche

über die

Würfelfestigkeit von armiertem Beton.

Von

Fritz von Emperger
beh. aut. Bau-Ingenieur.

Doktors-Dissertation für die deutsche technische Hochschule in Prag.

Sonder-Abdruck aus „Beton & Eisen" 1903, III. u. IV. Heft.

Wien 1903.

Verlag von LEHMANN & WENTZEL, Buch- und Kunsthandlung (PAUL KREBS).

Druck von R. Spies & Co. in Wien.

(Diese Arbeit ist eine Forsetzung zu der in Heft III ex 1902 gegebenen Berechnung einfach armierter Balken.)

Die Aufgabe des Eisens im Verbunde besteht bekanntlich darin, die Zugspannungen aufzunehmen. Nun ist es aber gar nicht zu vermeiden, daß das Eisen auch in die gedrückten Fasern zu liegen kommt, ja eine Anzahl von Konstrukteuren hält die beiderseitige Armierung eines Trägers für eine notwendige Voraussetzung seiner Güte und findet diese Auffassung eine weitere Bestätigung, dadurch, daß auch alle anderen Bau-Ingenieure bei wichtigen Tragwerken, bei Trägern von geringer Konstruktionshöhe, bei dynamischen Wirkungen u. s. w. ebenfalls Eisen in den Obergurt legen.

Freilich ist hiebei eine regelrechte Abstufung unverkennbar. Während Lefort oben und unten die gleiche Menge Eisen fordert, so begnügt sich Eduard Coignet im Druckgurt mit der halben Menge Eisen und finden wir bei Hennebique Eisen im reinen Druckgurt nur ausnahmsweise, bei Spitzer, Sanders u. a. jedoch nur in dem Ausmaße vor, um die Befestigung der Bügel in bequemer Weise durchführen zu können. Bedenken wir weiters jene Reihe von Fällen, wo Eisen die mangelnde Druckfläche ergänzen soll, oder wo eine wechselnde Inanspruchnahme eine doppelte Armatur notwendig macht, wie bei Fundamentplatten, Stau-, Reservoir- und Futtermauern, Gewölben und auch bei eingespannten Trägern, so muß es als völlig gerechtfertigt erscheinen, wenn wir in den beiderseits armierten Trägern den typischen Fall für diese Bauweise sehen und ihn als solchen in allen Lehrbüchern und Abhandlungen behandelt finden.

Wenn wir dagegen in unserer ersten Abhandlung über diese Frage im Heft IV „Beton & Eisen" ex 1902 von diesem typischen Fall abgesehen und nur den einfach armierten Träger behandelt haben, so geschah dies auf die Gefahr des Vorwurfes hin, dort recht unvollständig gewesen zu sein, aber weil wir uns sagten, daß man nicht leichthin Theorien für komplizierte Fälle als richtig hinstellen darf, obwohl sie nicht einmal für den einfachsten Fall feststehen. Es schien uns vielmehr folgerichtig, mit dem Nachweis von dem einfachsten Fall an zu beginnen, um dann mit mehr Aussicht, an komplizierte Probleme heranzutreten.

Nach dem heutigen Stande der Wissenschaft ist das Verhalten des Eisens im Druckgurte kein genügend geklärtes, obwohl dasselbe gemeinhin selbstverständlich als gleich wie unter Zug angesehen wird. Auch die hier im Folgenden darüber gegebenen Ansichten tragen noch in vieler Hinsicht wegen der Unvollständigkeit des Materials den Charakter von Vermutungen, gestützt auf einen Indizienbeweis, dessen Zerstörung durch den Nachweis neuer Tatsachen nicht schwer fallen dürfte. Wir wollen aber hiebei die Frage wenigstens soweit ergründen, als das uns zur Verfügung stehende Versuchsmaterial es zuläßt, in der Hoffnung, der Wissenschaft durch diese Arbeit mit einiger Sicherheit den Dienst erwiesen zu haben, daß damit eine Übersicht gegeben ist, was noch alles fehlt und wo man durch weitere Versuche aufklärend eingreifen könnte. Wir wollen unsere Darlegungen mit einer Betrachtung über die Bruchlast doppelt armierter Träger beginnen. Also dort anknüpfen, wo wir mit unseren Betrachtungen in Heft IV abgeschlossen haben und in umgekehrter Reihenfolge die Durchbiegungserscheinungen erst später in Betracht ziehen.

Wir haben früher nachgewiesen, daß in dem Wechsel der Erscheinungen auf diesem Gebiete die Bruchlast der einfach armierten Platte sich einer gewissen Stetigkeit erfreut. Es drängt sich uns daher zuerst die Frage von selbst auf, ob dies bei der doppelt armierten Platte auch zutrifft und in welchem Verhältnisse diese beiden Konstruktionen zu einander stehen, d. h. inwieweit man durch Armierung des Obergurtes die Bruchlast ändern und vermehren kann. Wir wollen hiebei zunächst als äußersten Fall den betrachten, wo oben die gleiche Eisenmenge vorhanden ist wie unten und diese Frage theoretisch erörtern, um dann die so bestimmten Grenzen mit den im Versuche festgelegten Tatsachen zu überprüfen.

Fig. 1 stellt uns ein Diagramm vor entsprechend einer 11 *cm* starken Platte (Fig. 11), bei der $d = 10$ *cm* ist und wo im Falle doppelter Armierung Eisen auf beiden Seiten im Abstande von 1 *cm* von der Außenfläche, also 9 *cm* voneinander, sich angebracht vorfindet. Wir werden die Resultate aller anderen Versuche auf diese als Normale gedachte Platte (Fig. 11) reduzieren, indem die dort dargestellten Momente — theoretisch wenigstens und auch sonst hinreichend genau — direkt proportional $b\,d^2$ sind, während dieses $b\,d^2$ für diese Normalplatte für $b = 1$ *cm* und $d = 10$ 100 beträgt. Es wird im folgenden, um die vorliegenden Ausführungen zu vereinfachen, die Kenntnis jener Nomenclatur und Methoden vorausgesetzt, die im Heft IV, 1902, angewendet wurden, und es darf weiters durch jene Arbeiten als bewiesen angenommen werden, daß zur Kennzeichnung des Betons in den hier in Betracht gezogenen Stadien $\nu = 15 = \frac{E_e}{E_b}$ als ein allgemeiner Durchschnitt vollkommen genügt. Dies vorausgesetzt, ist:

Bei der einfach armierten Platte (Fig. 10).

$$\zeta = d + \nu f_e - \sqrt{\nu f_e (2\,d + \nu f_e)},\text{*)}$$

$$d' = -r\, f_e + \sqrt{\nu f_e (2\,d + \nu f_e)},$$

$$J_i^b = \frac{d'^3}{3} + \nu f_e \zeta^2 \quad \text{und da} \quad d'^2 = 2\,\nu f_e \zeta \text{ ist, so}$$

$$W_z^e = \nu f_e \; \frac{\zeta + 2\,d}{3} \quad \text{und} \quad W_d^b = \frac{d'(3\,d - d')}{6}.$$

Für dieselbe Platte, oben und unten mit f_e armiert und der Abstand des Eisens von der Draufsicht mit a bezeichnet, ist:

$$\zeta = d + 2\,\nu f_e - \sqrt{2\nu f_e (d + \nu f_e + a)},\text{*)}$$

$$d' = -2\,\nu f_e + \sqrt{2\,\nu f_e (d + 2\,\nu f_e + a)},$$

$$J_i^b = \frac{d'^3}{3} + \nu f_e [\zeta^2 + (d' - a)^2].$$

Hieraus läßt sich ermitteln:

$$W_z^e = \frac{J_i^b}{\nu \zeta}; \quad W_d^b = \frac{J_i^b}{d'}; \quad W_d^e = \frac{J_r^b}{\nu(d' - a)}.$$

Multipliziert man nun diese Widerstandsmomente mit ihren zugehörigen Bruchspannungen, so erhält man die Bruchmomente des Balkens, aus der sich dann die Bruchlast bestimmen läßt. In der untenstehenden Tabelle sind die aus diesen Formeln berechneten Widerstandsmomente für die Armaturen von 0·3—1·25 und 3 $^0/_0$ zusammengestellt und hieraus die Bruchmomente für 3000 bis 3600 *kg/cm* Zug im Eisen und 200 bis 300 *kg/cm* Druck im Beton bestimmt und dementsprechend in der Fig. 1 eingezeichnet.

Wir erhalten so in Fig 1 zunächst den uns bereits bekannten roten Linienzug für die einfach armierte Platte, in der durch Verschneidung der beiden Kurven stets der

*) Die graphische Konstruktion dieser zwei Gleichungen findet sich in Fig. 11 weiter unten angegeben vor.

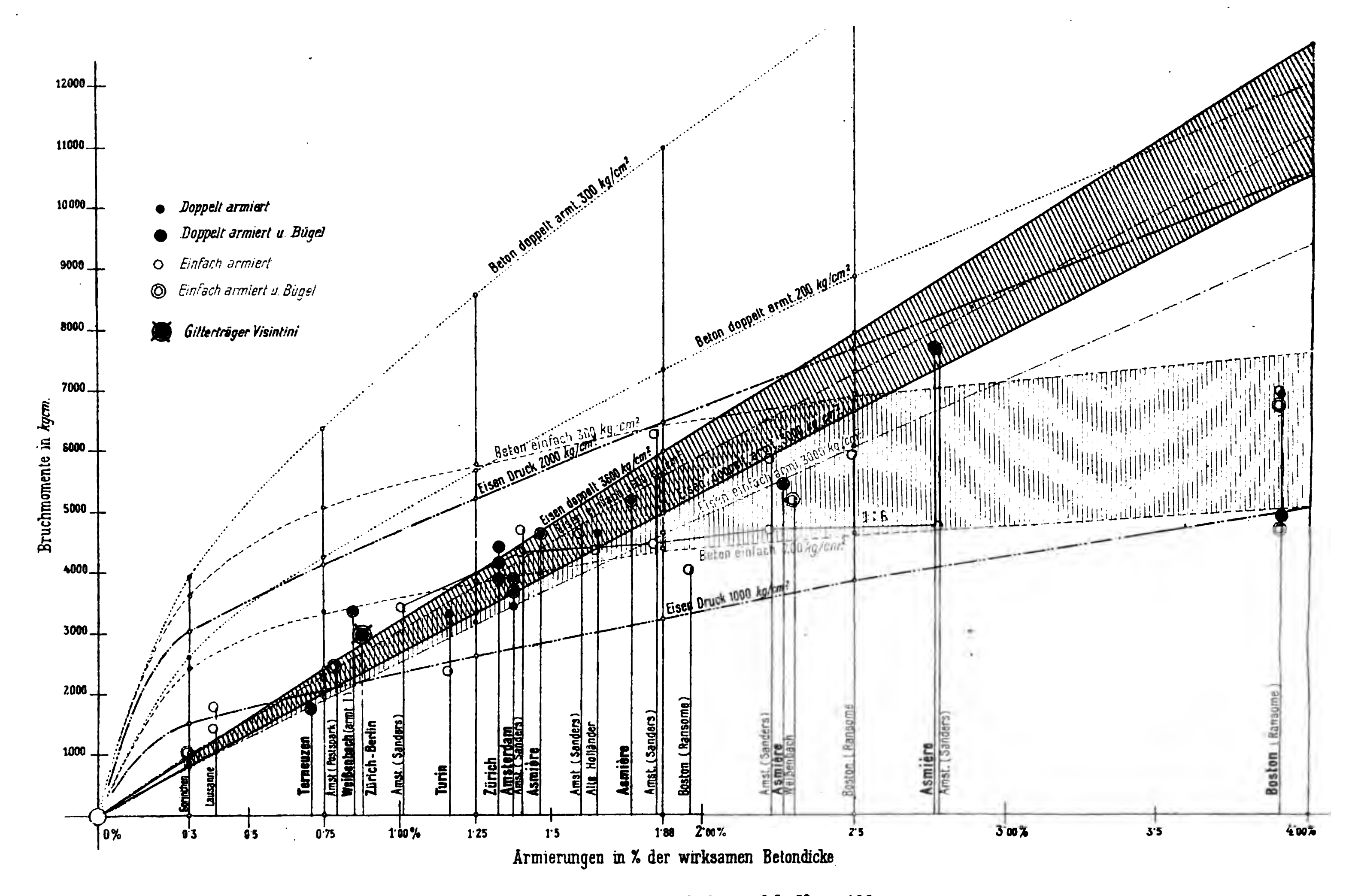


Fig. 1. Die Bruchmomente reduziert auf $b\,d^2 = 100$.

niedrigere Wert von beiden zur Geltung kommt, und so die schraffierte Fläche sich ergibt.

Man hat, nachdem an der tatsächlichen Ubereinstimmung zwischen dieser Theorie und den Versuchen nicht zu zweifeln ist, eine Reihe von Einwürfen gemacht, die volle Beachtung verdienen und in dem Aufsatze „Die Zulässigkeit hoher Druckspannungen" im Heft I 1903 teilweise behandelt worden sind. Es wird ferner noch darauf hingewiesen, daß die Brucherscheinungen oft nicht in Übereinstimmung stehen mit der Behauptung, daß der Bruch bei schwach armierten Platten vom Eisen abhängt, da das Eisen häufig unversehrt bleibt, wogegen der Beton zerdrückt erscheint. Demgegenüber muß bemerkt werden, daß diese Erscheinungen sich aus den großen Dehnungen des Eisens vor dem Bruche ableiten, die, ehe noch ein tatsächliches Zerreißen eintritt, wie es nur bei ganz schwach armierten Platten in Erscheinung tritt, entweder den Beton unten zerstören und das Eisen sich herauszieht (siehe Heft V, Seite 12 die Versuche Ransomes) oder beim Beton oben die großen Formveränderungen sich früher sichtbar, insbesondere durch Scherererscheinungen äußern, den Bruch beschleunigen, ehe die Einschnürungen des Eisenquerschnittes Zeit zum Abreißen haben. Es stehen also diese Erscheinungen in einem nachweisbaren Zusammenhang, was um so wichtiger ist, als dieselben ebenso wie die Theorie auf den Bruch keine genaue Geltung beanspruchen können.

Für doppelt armierte Platten tritt nach der Theorie, wie aus der schwarz schraffierten Fläche ersichtlich, eine geringe Erhöhung in der Bruchfestigkeit des Querschnittes ein. Diese ist, wie wir gleich sehen werden, gewöhnlich nur theoretisch, d. h. sie verschwindet mit Rücksicht auf die Schwankungen, herrührend von den Ausführungen in der Praxis. Wichtig ist jedoch der Unterschied, daß im Gegensatz zur einfachen Armierung hier nur die Eisenkurve in Frage und die Kurve für die Zerstörung des Betons nicht in Betracht kommen sollte. Diese letztere liegt, wie aus Fig. 1 ersichtlich, durch die Verstärkung, die der Obergurt erfahren hat, immer viel höher wie die des Eisens und der Bruch erscheint somit als in erster Linie von Eiseneigenschaft abhängig. Wenn dies, wie wir aus Fig. 1 ersehen, und später ausführlich erörtert werden soll, nicht zutrifft, oder wenigstens bis jetzt nicht erwiesen wurde, so kann dies nur so erklärt werden, daß diese vom Eisen im Obergurt ausgehende Mehrleistung bis zur Bruchlast nicht vorhält. dasselbe vielmehr derart ausweicht, daß als Bruchlast doch wieder jene der einfach armierten Platten zum Vorschein kommt. Die Inanspruchnahme auf Druck im Eisen ist stets eine verhältnismäßig niedrige, wie dies in Fig. 1 durch die Einzeichnung der Linie für 1000 *kg/cm²* gekennzeichnet ist, und der übliche Schluß geht dahin, dieselben als bedeutungslos zu bezeichnen. Wir sind nicht in der Lage, diesem Schlusse ohneweiters zuzustimmen, glauben vielmehr, daß die Tragkraft durch die Druckstäbe je nach ihrer Behandlung beeinflußt werden kann, daß diese trotz der rechnungsmäßig geringen Inanspruchnahme den Bruch erhöhen, ihn jedoch auch fördern kann. Aus dem ganzen uns derzeit zur Verfügung stehenden, übrigens sehr spärlichen Versuchsmaterial haben wir einige Versuche ausgesucht, deren Aufgabe es sein soll, dem theoretischen einen tatsächlichen Verlauf der Bruchlasten bei variablen Armaturen entgegenzustellen, wobei wir uns zunächst auf Versuche beschränken, die oben und unten die gleiche Eisenmenge haben.

Es sind die folgenden Versuche resp Versuchsreihen, die wir hier zu behandeln gedenken:

Zwei Versuche (Piloten) in Terneuzen von P. Christophe mit 0·7% Eisen und drei Monate altem Beton 1:6 (siehe Heft V, 1902, Seite 14).

Tabelle der Bruchmomente zu Fig. 1.

	W_z^e		W_d^b		W_d^e	
0·3%	0·275		13·268		1·529	
M	$\sigma_e = 3000$	823	$\sigma_b = 200$	2654	$\sigma_e = 1000$	1529
	$\sigma_e = 3600$	987	$\sigma_b = 300$	3980	$\sigma_e = 2000$	3058
0·3%	0·285		12·265		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$	854	$\sigma_b = 200$	2453		
	$\sigma_e = 3600$	1025	$\sigma_b = 300$	3680		
0·75%	0·673		21·304		2·063	
M	$\sigma_e = 3000$	2019	$\sigma_b = 200$	4261	$\sigma_e = 1000$	2063
	$\sigma_e = 3600$	2423	$\sigma_b = 300$	6391	$\sigma_e = 2000$	4126
0·75%	0·642		16·937		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$	1926	$\sigma_b = 200$	3387		
	$\sigma_e = 3600$	2311	$\sigma_b = 300$	5081		
1·25%	1·109		28·469		2·604	
M	$\sigma_e = 3000$	3326	$\sigma_b = 200$	5684	$\sigma_e = 1000$	2604
	$\sigma_e = 3600$	3991	$\sigma_b = 300$	8541	$\sigma_e = 2000$	5208
1·25%	1·061		19·229		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$	3183	$\sigma_b = 200$	3846		
	$\sigma_e = 3600$	3820	$\sigma_b = 300$	5769		
1·88%	1·660		36·616		3·242	
M	$\sigma_e = 3000$	4980	$\sigma_b = 200$	7323	$\sigma_e = 1000$	3242
	$\sigma_e = 3600$	5976	$\sigma_b = 300$	10985	$\sigma_e = 2000$	6484
1·88%	1·554		21·499		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$	4662	$\sigma_b = 200$	4300		
	$\sigma_e = 3600$	5594	$\sigma_b = 300$	6449		
2·5%	2·205		44·207		3·846	
M	$\sigma_e = 3000$	6614	$\sigma_b = 200$	8841	$\sigma_e = 1000$	3846
	$\sigma_e = 3600$	7936	$\sigma_b = 300$	13262	$\sigma_e = 2000$	7692
2·5%	2·026		23·045		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$	6078	$\sigma_b = 200$	4609		
	$\sigma_e = 3600$	7294	$\sigma_b = 300$	6913		
4%	4·12		72·7		6·2	
M	$\sigma_e = 3000$		$\sigma_b = 200$		$\sigma_e = 1000$	
	$\sigma_e = 3600$		$\sigma_b = 300$		$\sigma_e = 2000$	
4%	3·13		25·39		einfach armiert	
M	$\sigma_e = 3000$		$\sigma_b = 200$			
	$\sigma_e = 3600$		$\sigma_b = 300$			

Zwei Versuche in Turin von C. Guidi mit **1·16%** Eisen und drei Monate altem Beton in zwei Sorten (siehe Veröffentlichung der königl. Akademie in Turin 1901).

Drei Versuche (Fundamentplatten) in Amsterdam von L. A. Sanders mit **1·37%** Eisen und zwei Monate altem Beton 1:4 (siehe Heft V 1902, Seite 16).

Drei Versuche in Zürich von F. Schüle mit **1·32%** Eisen und zwei Jahre altem Beton 1:4½ (siehe Heft I 1903, Seite 34).

Sieben Versuche in Amsterdam von Tutein-Noltheníus mit wechselnden Armaturen und zwei Monate altem Beton (siehe Zeitschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1897 Seite 561).

Vier Versuche in Asnières von Coignet und Todesco mit **1·46%**, **1·76%**, **2·27%** und **2·76%** Eisen und ein Monat altem Beton 1 : 4 (siehe das Buch Leforts resp. die Handbücher von P. Christophe, Berger etc.).

Endlich zwei Versuche (Ransome) des Mass. Institute of Technologie in Boston mit **3·9%** Eisen und ein Monat altem Beton 1:9 (siehe Heft V 1902, Seite 12), wobei jetzt schon bemerkt werden muß, daß alle Armaturen aus gewöhnlichem Flußeisen hergestellt sind, mit Ausnahme der letztgenannten Versuche, die eine Ausnahmsstellung in mehrfacher Hinsicht einnehmen. Der Vorteil einer solchen internationalen Zusammenstellung besteht darin, daß das Ganze als von individuellen Ausführungen unabhängig gelten könnte, wenn die Versuche selbst etwas zahlreicher wären, so aber darf man nicht aus der Not eine Tugend machen wollen, und steht zu befürchten, daß ein oder das andere Resultat nur als Ausnahme gelten kann und so uns nachträglich die Grundlage unserer darauf aufgebauten Schlüsse entzieht oder doch ins Wanken bringt.

Betrachten wir nun in Fig. 1 diese Resultate, deren Ableitung später angefügt ist (wo die schwarzen Ringe doppelte Armaturen und die roten Ringe einige zum Vergleiche angefügte einfach armierte Balken bedeuten) so sehen wir zunächst, daß diese Versuche, wenn sie auch diesen theoretischen Linien sich nähern, doch etwas mehr von denselben abweichen, als wir bei einfach armierten Platten (rot) zu finden gewohnt sind, wo einigermaßen sorgfältig gemachte Versuche wie die Serie mit 1:6 von Sanders, die in Fig. 1 mit einem Linienzug verbunden ist, der in völlig genauer Übereinstimmung mit der Zugfestigkeit des Eisens (3800 kg/cm^2), respektive mit der Druckfestigkeit des Betons (200 kg/cm^2) steht. Die hier in schwarz hinzugefügten Resultate von doppelt armierten Platten unterscheiden sich aber so wenig von den Resultaten der einfach armierten Platten, daß man, wie bereits in Heft III anläßlich des Berichtes über Basel hervorgehoben wurde, am besten tut, bei der Berechnung auf das Vorhandensein der Armatur im Obergurt keine weitere Rücksicht zu nehmen. Ein Unterschied tritt erst bei den in der Praxis seltenen Armaturen von 2% und mehr Eisen ein, also dort z. B., wo besondere Umstände zu der Herstellung eines regelrechten Balkens an Stelle eines Rippenbalkens zwingen und das Eisen im Obergurt die Druckfläche der Rippenplatte ersetzen soll. Da gelangen wir, wie in dem Versuch Nr. 1 in Asnière von Lefort mit 2·76% Eisen tatsächlich zu einer Bruchlast, wie sie mit einer einfach armierten nicht sichergestellt werden kann, obwohl dies auch hier durch eine gut ausgeführte einfach armierte Platte möglich ist, wie der Versuch von Sanders aus Beton 1: 4 beweist. Es ist also auch hier keine Leistung vorhanden, die mit dem Mehraufwande von Eisen im Verhältnisse steht.

Fassen wir jedoch dazwischenliegende Fälle in der Weise ins Auge, indem wir, ausgehend von einer bestimmten Armatur des Untergurtes, diejenige des Druckgurtes von Null bis auf die gleiche Menge Eisen und mehr erhöhen, so wird sich dementsprechend auch die Bruchlast erhöhen und zwischen den beiden fest gelegten Grenzen zu suchen sein. In Fig. 2 ist ein derartiger Fall theoretisch behandelt und analog mit Fig. 1 dargestellt. Ausgehend von derselben Platte $h = 11$ cm und $d = 10$ cm, ist eine Armatur 1·25% im Untergurt als feststehend angenommen und nun längs der X-Achse jene Fälle aufgetragen, wenn die Armatur im Obergurt von 0 bis 2·5% ansteigt.

Die nachfolgende Tabelle gibt uns eine diesbezügliche Zusammenstellung der Werte.

Diese Tabelle ist ein Beispiel aus einer ziemlich weitläufigen Zusammenstellung, ein Material, dessen Zusammenstellung ich der geschätzten Unterstützung des Herrn Ingenieurs Max Rohlena verdanke, der sich dieser Aufgabe selbst dann noch nicht entzog, als er bereits zum Baue der Tauerntunnels eingerückt war. Ich fühle mich verpflichtet, ihm hiefür besonders zu danken, weil ohne dieser notwendigen Übersicht ein Vorwärtskommen in diesem Dickicht von Annahmen und Formeln nicht möglich gewesen wäre.

Aus dem bereits Gesagten ginge dann als Regel hervor, daß bei schwach armierten Balken im Obergurt so wenig wie möglich Eisen zu verwenden ist, da dasselbe sich

Fig. 2. Bruchmomente bei 1·25% Eisen im Untergurt und steigenden Obergurt-Armaturen.

Tabelle der Bruchmomente zu Fig. 2.

Im Untergurt konstant 1·25%		W_z^e		W_d^b		W_d^e	
	0%	1·061		19·229			
	M	$\sigma_e = 3000$	3183	$\sigma_b = 200$	3846	einfach armiert	
		$\sigma_e = 3600$	3820	$\sigma_b = 300$	5769		
	0·3%	1·079		21·501		1·869	
	M	$\sigma_e = 3000$	3237	$\sigma_b = 200$	4300	$\sigma_e = 1000$	1869
		$\sigma_e = 3600$	3884	$\sigma_b = 300$	6450	$\sigma_e = 2000$	3738
	0·75%	1·096		24·855		2·212	
	M	$\sigma_e = 3000$	3288	$\sigma_b = 200$	4971	$\sigma_e = 1000$	2212
		$\sigma_e = 3600$	3946	$\sigma_b = 300$	7457	$\sigma_e = 2000$	4424
	1·25%	1·109		28·469		2·604	
	M	$\sigma_e = 3000$	3327	$\sigma_b = 200$	5694	$\sigma_e = 1000$	2604
		$\sigma_e = 3600$	3992	$\sigma_b = 300$	8541	$\sigma_e = 2000$	5208
	1·88%	1·121		32·918		3·117	
	M	$\sigma_e = 3000$	3363	$\sigma_b = 200$	6584	$\sigma_e = 1000$	3117
		$\sigma_e = 3600$	4036	$\sigma_b = 300$	9875	$\sigma_e = 2000$	6234
	2·5%	1·128		36·987		3·624	
	M	$\sigma_e = 3000$	3384	$\sigma_b = 200$	7397	$\sigma_e = 1000$	3624
		$\sigma_e = 3600$	4061	$\sigma_b = 300$	11096	$\sigma_e = 2000$	7248

für alle Fälle als wenig nützlich erweist, während bei im Untergurt stark armierten Balken durch eine Steigerung der Eisenmenge im Obergurt ein bemerkenswerter Einfluß zu erwarten steht. Wir verweisen auf das oben Gesagte über den Versuch in Asnière mit 2·76% Eisen und als das Gegenteil auf die letztangeführten Versuche mit Ransomestahl. Hiebei war bei einigen Versuchen der unten mit 3·9% armierte Balken auch oben Stahl mit 1·4% angebracht worden. Der Stahl hatte eine Zugfestigkeit von 6000 kg/cm^2. Die einfach armierten Versuche haben gezeigt (siehe diesbezüglich Heft V 1902, Diagramm auf Seite 12, und Heft I 1903. Diagramm auf Seite 25), daß diese Materialeigenschaft bei leichten Armaturen ganz korrekt sich eingestellt hat, während bei hohen Amaturen der Bruch gar nicht von Stahl, sondern von der Druckfestigkeit des Betons abhängt, der sich in Grenzen von 200 bis 300 kg/cm^2 geäußert hat. Die Versuche aber mit beiderseitiger Armatur, die nur 1·4% Stahl im Obergurt hatten, ergaben Unterschiede, die im Vergleiche zu diesen Schwankungen dermaßen verschwinden, daß man beide Resultate als gleich bezeichnen kann. Der Versuch muß also besonders deshalb als sehr lehrreich bezeichnet werden, weil er uns zeigt, wie man stark armierte Balken nicht konstruieren soll, d. h. wie die Anordnung von Stahl im Untergurt und die schwache Armatur im Obergurt bei einem so stark armierten Träger sich als völlig zwecklos erweist und da die Eisenspannungen im Untergurt 2500 *kg* kaum je überschritten haben und daß somit selbst das bescheidenste Eisen, einfach armiert, denselben Effekt erzielt hätte. Nebenbei sei auch hier aufmerksam gemacht, daß wie aus Fig. 1 ersichtlich, der einfach armierte Balken ohne Bügel das beste und ein doppelt armierter Balken mit Bügel eines der schlechtesten Resultate gezeigt hat, was aber keineswegs als ein Argument der Wertlosigkeit der Bügel angesehen werden darf.

Der Versuch, den Einfluß dieser Umstände festzustellen, ist ziemlich alten Datums und ist zuerst von dem Holländer Tutein-Nolthenius in Amsterdam 1896 mit Bezug auf doppelte Armatur unternommen worden. Es sind dies Versuche, die sich ausführlich in dem dortigen königl. Institute veröffentlicht vorfinden. Leider sind aber diese sonst so ausgezeichneten Versuche in dieser Hinsicht recht mangelhaft. Es sind das Balken von 2·00 Spannweite, 40 *cm* breit und nur 5 *cm* hoch gewesen; die Belastung geschah in der in der Figur 3 dargestellten Weise durch

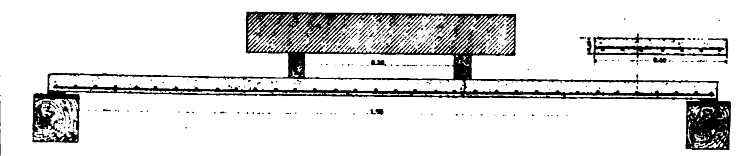


Fig. 3. Versuche von Tutein-Nolthenius.

ein P, das in zwei Kräfte $\frac{P}{2}$ zerlegt, je 25 *cm* von der Mitte angriff, wobei bemerkt werden muß, daß die Spannweite in unserem Falle nicht 1·90, sondern hier bei den doppelt armierten Versuchen 2·0 *m* betrug. Die Armatur betrug unten zirka 1·65%. d ist schon sehr variabel, da dem Experimentator anscheinend die Wichtigkeit seiner genauen Lage nicht klar war, aber man kann noch immerhin sagen zirka 4 *cm*, jedoch ist der Abstand der oberen Armaturen, die 0·8%, 1·2%, 2·4 und 2·6% betragen haben, ein noch verschiedenerer, 0·85—1·5 *cm* von der Draufsicht, was mit Rücksicht auf die Kleinheit der Abmessung von 4 *cm* oft dazu führt, daß es fraglich erscheint, ob man das Eisen dem Obergurt zuzählen soll oder nicht.

Aus dem vorliegenden Material lassen sich auch Biegungsdiagramme konstruieren. Dieselben zeigen einen sehr schönen Verlauf, wobei trotz all der Unregelmäßigkeit nicht nur die allgemeine Gleichheit, sondern auch in jedem besonderen Falle die Gleichheit der Armatur im Obergurt sich deutlich zu erkennen gibt. Nur eins ist am ersten Blick verwunderlich: die im Obergurt stärker armierten Balken zeigen die größeren Durchbiegungen. Die Sache erklärt sich bei näherem Zuschauen sehr einfach, da diese Art Eisen tiefer im Beton versenkt liegen, aber damit ist auch dem ganzen Material das Urteil gesprochen und erklärt weswegen es hier nicht weiter angeführt ist.

Als einziges wichtiges Resultat zitieren wir folgende bereits von dem Experimentator gemachte Beobachtung: „Die Versuche bestätigen die Erfahrung, daß der Sicherheitskoeffizient der Monierplatten nicht zu groß sein braucht, da Platten von gleichen Abmessungen (darunter ist die Gesamtstärke h und die Eisenmenge im Untergurt verstanden) dieselbe Bruchlast mit ziemlicher Sicherheit liefern.“ Die Bruchlasten der sieben Versuchsplatten (doppelt armiert) betrugen $P = 734$, 688, 724, 713, 665, 734 und 735 *kg*, im Mittel also 714 *kg*, wobei die größte Abweichung nur $14\frac{1}{2}$% beträgt. Die Bruchlasten der einfach armierten Platten (Heft IV), die eine um 10 *cm* kleinere Spannweite hatten (siehe Figur 4), betrug in einem streng analogen Fall 727, 727 und 760 oder 739 *kg* im Mittel. Aus den bereits erwähnten Gründen mußte von einer direkten Ver-

wertung dieser Zahlen in Fig. 2, wie ursprünglich beabsichtigt, leider abgesehen werden.

Wir haben daher diese Zahlen nur in Fig. 1 eingetragen und erhalten für die doppelt armierten Platten als Durchschnitt:

$$M = \frac{Gl}{8} + \frac{Pc}{2} = \frac{100 \times 200}{8} + \frac{714 \times 75}{2} = 29.275$$

$$\text{und } M_0 = \frac{100}{b\,d^2} \cdot \frac{29.275}{6\cdot 4} = 4570.$$

Der Durchschnitt für die einfach armierten beträgt:

$$M = \frac{95 \times 190}{8} + \frac{739 \times 70}{2} = 28.121$$

$$\text{und } M_0 = \frac{28.121}{6\cdot 4} = 4400.$$

Beide Zahlen zeigen, in Fig. 1 eingetragen, die Übereinstimmung mit der Theorie einerseits und andererseits den geringen Unterschied, der hier durch die im Obergurt angebrachte Eisenmenge erzielt wurde. Es ist bis heute über deren Zweck und die Bedeutung, sowie über die wünschenswerte %-Höhe der Armatur im Obergurt das erlösende Wort noch nicht gesprochen worden. Wohl ist dieses Dornröschen auch nicht so einfach zu wecken, aber die Aufgabe scheint doch eigentlich eine greifbar nahe, so daß man sagen darf, die Zeit kann nicht mehr ferne sein, die auch diesen Bann von unserer Erkenntnis lösen wird, sobald nur sich jemand zu einer entsprechend ausgedehnten Versuchsserie bereit findet.

Wie verdienstvoll dies wäre, beweisen die vielen ökonomischen Sünden, in welche die Praxis häufig genug und getragen von den besten Absichten verfällt und von denen wir oben eine bei dem Ransome-Versuche gekennzeichnet haben, deshalb sei jetzt schon als eine mögliche und vielversprechende Lösung in dieser Hinsicht auf einen Versuch mit einem armierten **I**-Träger aufmerksam gemacht, auf den näher einzugehen, wir jetzt keine Gelegenheit haben. Es ist dies ein Versuch, welchen Schreiber dieses durch die freundliche Unterstützung der Firma Pittel & Brausewetter im März 1900 in Weißenbach vornehmen konnte. Seinen Querschnitt und Anordnung zeigt Fig. 4. Dort ist mittels eines weiteren Plus an Eisen, indem das Eisen des Obergurtes mit dem des Untergurtes durch den Steg zu dem als ein Ganzes wirksamen **I**-Träger verbunden und mit Seitenkabel armiert wurde (ein Konstruktionsprinzip, wie es z. B. Möller, insbesondere aber Matrai u. a. verwenden), ein Effekt erzielt worden, der weit über die in Fig. 1 gezogene theoretische Grenze hinausgeht.

Es sei noch erwähnt, daß in Fig. 4 die Armatur am Untergurt 0·98%, am Obergurt 0·6%, im Steg 0·8% beträgt, während ein ebenfalls in Fig. 1 eingezeichneter Parallelversuch, der alles Eisen unten, also dementsprechend 2·3% im Untergurt hat.

Das Resultat ist in Fig. 1 unter 0·98% eingetragen worden und zeigt, trotzdem das Eisen im Obergurt relativ tief liegt und nur 0·6% beträgt, doch eine bedeutende Mehrleistung. Der Versuch ist hier schon deshalb angeführt, weil sich an ihm eine Erscheinung besonders leicht beobachten läßt, deren Bedeutung nicht recht gewürdigt scheint: die Beweglichkeit des Eisens innerhalb des Betons, die man, um sie in einer unserem Sinnen näherstehenden Übertreibung darzustellen, mit dem Verhalten eines Eisendrahtes innerhalb von Töpferton vergleichen kann. Die Übertreibung liegt darin, daß bei Ton der Zustand der Formbarkeit von Anfang an vorhanden ist, während derselbe bei Beton erst nach Erreichung einer bestimmten Spannungsgrenze sowohl bei Zug wie bei Druck eintritt. Im vorliegenden Fall hat das Kabel ganz andere Durchbiegungsbedingungen wie der mit Eisen armierte Träger. Das Kabel kann sich (seine Enden als genügend fixiert angenommen) nur insoweit nach abwärts bewegen, als es ihm die Dehnungen innerhalb seiner Länge gestatten, während die bleibenden Durchbiegungen des Balkens, insbesondere im Stadium II rasch zunehmen. Die Theorie nimmt nun die gleiche Durchbiegung für beide an und stützt ihre Rechnung darauf. Die Aufwärtsbewegung des Kabels innerhalb des Betons war aber eine so große, daß als erste Brucherscheinung sich bei *a* (Fig. 4) ein horizontaler Riß bemerkbar machte, dem dann ein völliges Aus-

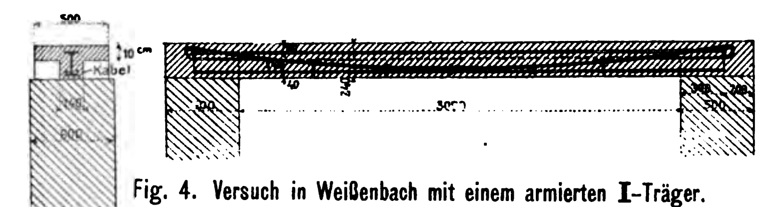


Fig. 4. Versuch in Weißenbach mit einem armierten **I**-Träger.

bauchen des Betons unter diesem aufwärts gerichteten Druck an dieser Stelle gefolgt ist. Am Schlusse des Versuches betrug die Hebung des Kabels im Beton etwas über einen Zentimeter. — Bemerkenswert ist, daß Matrai seine Rechnung an die Voraussetzung knüpft, daß das Kabel so zu berechnen ist, als ob der Beton nicht vorhanden wäre — tatsächlich scheint auch dem Beton hier vornehmlich die Aufgabe zuzufallen, eine Verteilung der als Einzelkraft in der Mitte angebrachten Last auf die ganze Spannweite des Kabels zu besorgen, ein Umstand, der eine statische Behandlung der Frage erschwert, da wir diese Verteilung nicht kennen und sie anzunehmen gezwungen sind. — Dieselbe Erscheinung, wenn auch im verminderten Maße, findet sich auch bei den nach Hennebique angeordneten abgebogenen Stäben vor, man sieht dies z. B. bei dem Versuche von Ast & Co. (Heft II 1902), wo die ersten Risse genau als Folge des Zuges dieser abgebogenen Stäbe eintraten, eine Erscheinung, die übrigens ziemlich regelmäßig zu beobachten ist, wenn sie auch nicht immer sichtbar werden muß. Sie beweist, daß diese Stäbe, um wirksam zu werden, eine Längsverschiebung im Beton erfahren, bis die Adhäsion die Verankerung ersetzt, und beweist dies weiter, daß dieser Ersatz denn doch auch seine Unterschiede gegen das vorerwähnte Kabel mit sich bringt, da der abgebogene Stab sich seine Beweglichkeit wahrt und als Teil des Balkens angesehen werden kann, während sonst, d. h. bei dem vorzitierten Versuch ebenso wie bei Matrai, Möller etc., das Kabel weit größere Kräfte aufzunehmen imstande ist, resp. dies zu tun gezwungen ist, Kräfte, die ihrerseits wieder in einem gewissen Verhältnis zur Verankerung bleiben müssen, denen also zur Erzielung des gewünschten Effektes durch eine entsprechend starke Verankerung oder durch den Bau eines entsprechend starken Druckgurtes entsprochen werden muß. Wir wollen diesen Seitenpfad jetzt nicht weiter verfolgen und kehren zu unserem eigentlichen Thema zurück.

Erachten wir also diese Bewegungen des Eisens innerhalb des Betons als erwiesen, so steht ihrer anerkannten Möglichkeit auf der Zugseite, wo dieselben nur unter Überwindung der Adhäsion (wenn auch vielfach überschätzt, so genügt zu diesem Zwecke schon die einfache Reibung) möglich sind, die Bewegung des Eisens im Druckgurt als etwas ebenso Natürliches gegenüber, da dort eine Ausweichung in der Längsrichtung nicht in Betracht kommt, ebensowenig Ausweichen wie beim erwähnten Kabel eine gegen die neutrale Achse zu, sondern es sich nur um eine Ausbiegung in der Richtung des geringsten Widerstandes nach außen zu handeln kann. Zur Illustrierung dieser Bewegung sei auf die Figuren 6, 7, 8, 12 und 13 der Sanders'schen Versuche in Heft I 1903 verwiesen, die ein Ausweichen

nach horizontaler und vertikaler Richtung bei den ⊥- und T-Balken zeigen, je nach der Richtung des geringsten Widerstandes. Es muß von der Widerstandkraft des Betons abhängen, inwieweit und wie lange das Eisen im Druckgurt als mitwirkend gelten kann und wann es sich endlich durch Zerstörung des Druckgurts von der Mitwirkung ganz befreit. Abhängig von dieser Größe scheint es außer Zweifel, daß das Eisen sich bei Erreichung einer bestimmten Verkürzung dieser weiteren Spannungszunahme durch ein seitliches Ausweichen entzieht. Diese Erscheinung wird weiter aus der Bruchform von armierten Säulen ersichtlich, wie uns die beistehende Photographie Fig. 5 einen Versuch zeigt, der vom Autor mit einer Säule des sogenannten hohen Objekts (siehe Heft IV, Seite 46, Fig. 23) in der Werdermaschine der technischen Hochschule in Wien vorgenommen wurde. Hier ist zunächst festzuhalten, daß in strenger Analogie mit den Erscheinungen am Zuggurt man keineswegs versuchen darf, den Zeitpunkt, wo das Eisen auszuweichen beginnt, durch Sprünge feststellen zu wollen, oder gar erst aus den Sprüngen darauf Schlüsse ziehen zu wollen, so selbstverständlich umgekehrt die Sache wieder

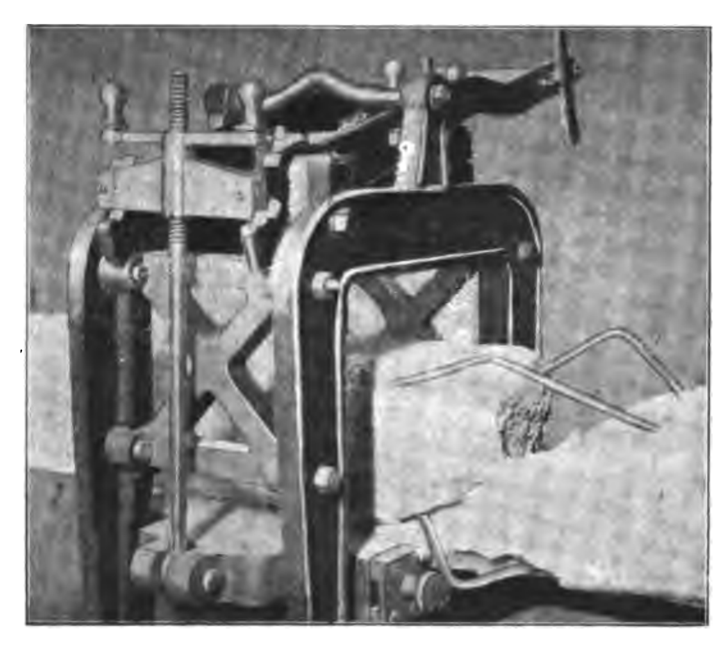


Fig. 5. Versuch mit einer Säule des „hohen" Objektes.

ist, daß die Sprünge als schließliche Folgeerscheinung auftreten. Im Druckgurt handelt es sich um so minimale Bewegungen, durch die sich das Eisen einer weiteren Verkürzung entzieht, daß das Eisen diese Wellenform im Beton ebenso wie auf der Zugseite annehmen kann, ohne an dem Zusammenhang desselben äußerlich etwas zu ändern.

Auf Grund der eingangs gegebenen Tabelle und der später ausgeführten Rechnungen ist ersichtlich, daß die Druckstäbe überhaupt nur kleine Kräfte zu tragen haben, In Fig. 1 findet sich jene Linie eingezeichnet, die 1000 *kg/cm*² entspricht und somit beurteilen läßt, daß in keinem Falle 2000 *kg* erreicht, manchmal sogar nicht einmal 1000 *kg/cm*² erzielt wurde, bevor der Bruch des ganzen Balkens eintritt. Wenn also die soeben ausgesprochene Vermutung als wahrscheinlich gelten soll, so müßte das Eisen noch unter so kleinen Drucklasten auszuknicken beginnen, d. h. die Aufnahme weiterer Spannungszunahme verweigern. Ein späterer Nachweis aus dem Versuch Nr. 4 von Asnière mit 2·76% läßt auf 700 *kg/cm*² schließen als jene Ziffer, über die dort das Eisen seine Mitwirkung in dem besonderen Falle versagt hat. Dabei ist wichtig und hervorzuheben, daß in diesem Falle diese Bewegungen des Eisens im Beton an dem schließlichen Resultate nichts geändert haben dürften, dieses wenigstens nichts zu wünschen übrig läßt.

Ehe wir fortfahren, scheint es am Platze diese Zahl durch eine theoretische Betrachtung auf ihre Wahrscheinlichkeit zu prüfen und wenden wir uns an die Euler-Gleichung, die uns die Bruchlast eines solchen Stabes mit $P = F\sigma = A\frac{JE}{l^2}$ angibt, wenn wir unter A den Einspannungskoëffizient verstehen des Stabes vom Querschnitt F resp. Trägheitsmoment J und der Länge l. Schreiber dieses hat die allgemeine Form der Euler-Gleichung in einer Weise umgestaltet*), wie sie sich häufig zur Beurteilung besser eignet, und zwar mit Bezug auf die der Bruchlast entsprechende Verkürzung des Stabes Δl**) $= l\frac{\sigma}{E}$. Aus obiger Gleichung ergibt sich $\sigma = A\frac{JE}{Fl^2}$ und somit $\Delta l = A\frac{J}{Fl} = A\frac{J}{V}$, als die so veränderte Form der Euler-Gleichung, das heißt in Worten: die bei langen Stäben eintretende Verkürzung unter der Bruchlast Δl (wo ja die Elastizitätsgrenze noch nicht überschritten wird) hängt von A (der Einspannung) von J (dem Trägheitsmoment der Steifigkeit) und V dem Volumen des Stabes ab, also so lange die Zusammendrückung zentrisch und im Verbund geschieht, kommen die übrigen Materialeigenschaften hier gar nicht in Betracht. Von dem Momente an aber als eine Loslösung erfolgt, ist jedes für sich in Betracht zu ziehen und kommt beim Eisen der es umgebende Beton nur insofern in Frage, als er den Koeffizienten A vermehrt, welche Mitwirkung bei entsprechender Ausführung des Betons und Abstand von der Oberfläche bis zu einem so niedrigen Spannungsgrad unschwer gesichert werden kann. Ist das aber aus irgend welchem Grunde nicht der Fall oder tritt früher eine Trennung zwischen Eisen und Beton ein, herrührend von Sprüngen als Folge von Setzungen oder Schubspannungen (insbesondere oberhalb von Stützen), so ist diese Auffassung der Einheitlichkeit unzulässig und muß das Eisen auch getrennt jene Tragfähigkeit besitzen, um die Druckkräfte aufzunehmen.

Hiebei kann aber die Beanspruchung nicht mehr als eine zentrische aufgefaßt werden, denn schon die Verteilung der Biegungsspannungen setzt einen exzentrischen Angriff voraus, hier aber handelt es sich um eine Übertragung der Last im Wege des Betons auf das Eisen durch seine periphere Adhäsion. Wir haben die Frage der Reibung der Eisen bei einer Druckkraft und den Einfluß derselben einer kleinen experimentellen Untersuchung unterzogen, die wir am Schlusse dieser Zeilen anfügen, in welcher diese Reibung im Durchschnitt ohne große Schwankungen mit 12 *kg/cm*² bereits nach einem Monat bestimmt wurde. Es entspräche dies bei 700 *kg/cm*² Druck $\pi r^2 700 = 2 r \pi 10 h$ einer Länge zur Übertragung des Druckes von $h = 35 r$, resp. in dem hier erörterten Falle (Versuch Nr. I in Asnière), wo $2r = 2$ *cm*, ist $h = 35$ *cm*, eine extreme Ziffer, die hier nur angeführt ist, um zu zeigen, daß selbst die vollständige Loslösung eines Eisens nur auf diesem kurzen Abstand störend wirkt und wie klein im Verhältnis die Druckdifferenzen sind, die die Adhäsion zu übertragen hat. Die Gefahr liegt also nur in der Exzentrizität. Zur Beurteilung derselben steht uns die in der oben zitierten Arbeit des Verfassers aufgestellte Gleichung zur Verfügung:

$$\sigma_K = \frac{K}{1 + \alpha\frac{l^2}{i^2} + l_1\frac{r}{i^2}}.$$

Diese Gleichung ist dem Wesen nach empirisch aus der Rankine'schen Formel abgeleitet, sie hat erst

*) Siehe „Die Knickfestigkeit in Theorie, Versuch und Praxis", Separatabdruck im Verlage des „Österr. Ing.- und Arch.-Vereines", zu beziehen um K 3.

**) Δl berücksichtigt nur die Zusammendrückung in der Stabachse und nicht die Verkürzung infolge Ausknickens.

kürzlich*) durch Prof. A. Ostenfeld eine eingehende Behandlung erfahren und von ihm ist an Hand derselben nachgewiesen worden, daß bei den Versuchen von Hofrat L. v. Tetmajer mit exzentrisch belasteten Eisenstäben**) diese Regel hinreichend genau eingehalten wurde. Wir können also von diesem Gesichtspunkte aus ihr mit einigem Vertrauen begegnen. Für unseren Fall ist der Trägheitsradius $i^2 = \frac{r^2}{4}$ und bei Flußeisen $K = 2600$ zu setzen, und daher

$$\sigma_K = \frac{2600}{1 + \alpha \frac{4\, l^2}{r^2} + \frac{4\, e}{r}}.$$

Die Größe $\alpha\, l^2$ ist jedenfalls so klein, daß wir das zweite Glied im Nenner vernachlässigen können, ohne erst zu erwägen, welche Einspannung hier am Platze wäre. Es ist daher für $2\, r = 2\, cm$ $\sigma_K = \frac{2600}{1 + 4\, e} = 700$, aus welcher Bedingungsgleichung sich $e = \frac{19}{28} \doteq 0{\cdot}7\, cm$ oder $^2/_3\, r$ ergibt. Es entspräche dies dem Fall, wenn die Adhäsion am Eisen nur auf der einen Hälfte des Umfanges mehr wirksam ist, also die andere Hälfte sich losgelöst hat oder nicht genügend verbunden war. Da ein solcher Fall insbesondere bei magerem und grünem Beton im Bereiche der Wahrscheinlichkeit liegt, so glauben wir diese Zahl auch vom Standpunkte der Theorie als wahrscheinlich bezeichnen zu dürfen und wollen uns nunmehr der Besprechung der vier Versuche in Asnières (1897) zuwenden, deren Anordnung und Abmessungen uns Fig. 6 vorführt. Der Versuch Nr. I eignet sich besonders für eine eingehende Besprechung, weil derselbe sowohl unten als auch oben, bezogen auf die wirksame Trägerhöhe d, eine hohe Armatur im Ausmaße von 2·76% besitzt. Die hohe Armatur des Untergurtes vermindert die Spannung desselben dermaßen, daß sonst bekanntlich der Bruch von den relativ höheren Spannungen im Obergurt abhängen würde, während aber die größere Eisenmenge im Obergurt hier dies verhindert und so es uns ermöglicht die Wirkung desselben in deutlicher Weise zu verfolgen. Ein Blick auf Fig. 1 lehrt uns ferner, daß dieser Versuch der empirisch durch die allereinfachste Theorie bestimmten Bruchlast nahe gekommen ist. Wir ersehen aus Fig. 6 alle nötigen Abmessungen.

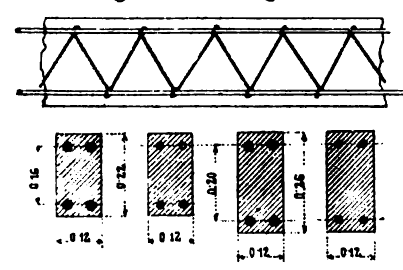


Fig. 6. Versuche in Asnières.

Verfolgen wir nun die Durchbiegungserscheinungen dieses Trägers für die Mitte der Spannweite von 6·50 m, wie sie uns Fig. 7 vorführt, unter einer fortschreitenden Belastung, herrührend von einer Einzellast P in der Mitte, so ist $\delta = \frac{P\, l^3}{48\, E\, J}$, und wir unterscheiden ebenso, wie bei der einfach armierten Platte (Heft IV) drei Stadien mit Bezug J, durch welche wir den unregelmäßigen Verlauf der einzelnen Erscheinungen festzustellen versuchen können. Hier besteht der Unterschied gegen den dort behandelten Fall, daß im Stadium II zweierlei Erscheinungen sich geltend machen, die hier zu einer deutlichen Trennung in zwei Unterabteilungen IIa und IIb Anlaß geben. In IIa tritt der Verlust des Betonquerschnittes im Zuggurt und in IIb der Verlust des Eisenquerschnittes im Druckgurt in Erscheinung. Über IIa ist nicht viel Neues zu sagen, da diese Erscheinung früher eingehend behandelt wurde. Wir bringen nur in Erinnerung, daß das einmal übliche Wort „Verlust" des Zugquerschnittes eine Unrichtigkeit enthält, wenn es wörtlich aufgefaßt wird. Nicht der ganze Querschnitt geht verloren, sondern er ist nicht mehr imstande, Zusatzspannungen zu leisten, eine Erscheinung, die mit dem Auftreten von Sprüngen in keinem notwendigen Zusammenhange steht, obwohl gerade diese als die Ursache des Verlustes angesehen werden und vielfach mit Aufwand von viel Theorie unter Verkennung der Tatsachen nachgewiesen wurden, sondern stellt sich dies als eine Folgeerscheinung. herrührend von jenen bereits erörterten Eigenschaften des Betons, dar, die denselben bei einer gewissen Spanngrenze plastische Erscheinungen zeigen lassen. Dieser Zustand ist von den etwa auftretenden Sprüngen unabhängig und hält oben und unten so lange an, als nicht eine Querschnittsverschiebung des Eisens zum Betonquerschnitt eintritt, der das Eisen völlig entlastet. Auf der Zugseite geschieht das durch ein Nachlassen der Verankerung, durch ein Herausziehen, auf der Druckseite durch ein Ausknicken des Eisens.

Bezüglich der Zugwirkung des Betons hat sich die Praxis zu der Ansicht bekannt, dieselbe als nicht vorhanden anzunehmen, zunächst freilich, weil man glaubte, daß dieselbe durch Risse in Frage gestellt werden kann. Dies ist zwar nicht der Fall, aber die Arbeiten Schüles, die wir in der Folge besprechen wollen, haben dazu geführt, zu zeigen, daß eine genug oft wiederholte Belastung zum Verlust der Zugarbeit des Betons durch ein Nachlassen der Verankerung führen kann. Auch dieser Beweis erstreckt sich erst auf eine bedeutende Überschreitung der zulässigen Lasten. Je höher diese Lasten sind; je öfter dieselben wiederholt werden, desto größer ist ihre diesbezügliche Wirkung. Es muß aber trotzdem dieser Nachweis als einer der stärksten Argumente für diese Auffassung angesehen werden, so daß nach unserer Meinung einer richtigen Berechnung nur dieser als baumechanisch ungünstige, aber immerhin möglichen Fall zugrunde gelegt werden sollte.

Die Verhältnisse im Druckgurt zeigen eine reziproke Analogie, indem dort zunächst die Vernachlässigung des Eisens im Druckgurt ein Gebot der Einfachheit ist, da, wie Fig. 1 zeigt, seine Berücksichtigung keine wesentliche Veränderung in dem Resultate bis $1^1/_2$% im Obergurt hervorbringt; doch selbst darüber hinaus scheint es baumechanisch vorsichtig, dasselbe zu tun, so lange die Umstände nicht experimentell geklärt sind, unter welchen man auf eine Mitwirkung des Eisens bestimmt rechnen kann. Ist das einmal geschehen und die Richtigkeit der in Fig. 1 niedergelegten Kurven auch praktisch erwiesen, dann eröffnet sich uns eine ganz neue Perspektive für den Beton-Eisenbalken mit hohen Armaturen. Während nämlich bei den einfach armierten jede höhere Armatur geradezu als eine Verschwendung gelten muß, da dort die Bruchlast von dem Beton abhängt, so sollte es, wie die Theorie es in Aussicht stellt, möglich sein, mit Armaturen von Stahl 6000 kg/cm^2 beiderseits armierte Balken zu konstruieren, die durch ihre Tragfähigkeit im Zusammenhang damit mit der dabei erzielten Ökonomie vielleicht einmal noch alles bisher Erzielte in den Schatten stellen werden. Ein Blick auf Fig. 1 lehrt uns, daß es möglich sein sollte, bei einer doppelten Armatur ohne Rücksicht auf die Betonfestigkeit mittels Stahl im Untergurt das Bruchmoment mit hohen Armaturen ganz bedeutend zu erhöhen. Wenn wir jedoch ohne Zukunftsmusik uns auf dem Boden der bisher festgestellten Tatsachen bewegen, so scheint es gut, den experimentellen Nachweis dieser Eigenschaften erst abzuwarten und auf diese unsicheren Vorteile zu verzichten und bezüglich der Nachteile aber festzustellen, daß dieser Verlust des Eisenquerschnittes im Druckgurt ebenso wenig wie der Verlust des Zugquerschnittes unten etwas Nachteiliges für den Träger zu bedeuten

*) Siehe „Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure."
**) Siehe Bericht am Budapester Kongreß 1902.

braucht, da das Erreichen der Knickgrenze nicht so wie bei dem freien Stabe mit seinem Bruche identisch ist, sondern das Ausknicken erst dann eintritt, bis der seitliche Widerstand des Betons überwunden wurde. Schließlich aber führen doch diese Bewegungen des Eisens zur Zerstörung des sie umgebenden Betons im Druckgurt. Man muß also im Auge behalten, daß eine solche vorzeitige Zerstörung auch auf die Tragfähigkeit des Trägers Einfluß haben kann. Zum Zwecke des Nachweises dieser Eigenschaften wäre es wohl am sichersten zu einer direkten Messung zu greifen, die die Längenänderungen des Eisens im Betondruckgurt feststellt, wie dies bereits im Zuggurt geschehen ist. Trotz der besten eigenen Absicht hält Schreiber dieser Zeilen es doch am zweckdienlichsten, hiezu allgemein aufzufordern, da er leider mangels eines Laboratoriums für seine Arbeiten keinen Termin geben kann.

Vorläufig jedoch wollen wir uns — faute de mieux — der bereits 1897 vorgeschlagenen, in Heft IV ausführlich benützten Methode bedienen, um aus dem Durchbiegungsdiagramm eines Trägers und seiner Richtungskonstanten auf die in demselben wirksamen Widerstände zu schließen.

Hier handelt es sich, aus der Richtungsänderung der Diagramme auf das für sie maßgebende Produkt $E_b\,J_i$ Schlüsse zu ziehen, und liegt die Unsicherheit dieser Methode darin, daß ja jeder der beiden Faktoren variabel ist. Obwohl die geringe Änderung von E_b nach den Versuchen von Bach, Considère u. a. bis hinauf zu dem Bruchstadium so ziemlich feststeht, so bedarf es doch einiger Reserve gegenüber den darauf aufgebauten Schlüssen, die erst in Zusammenhang mit dem Nachweise der Erscheinungen bei der neutralen Achse und dem allseitigen Zusammenhange der Beobachtungen von Durchbiegung, Dehnung und Verkürzung an Wahrscheinlichkeit gewinnen.

Versuch Nr. 1 in Asnières (Fig. 8) zeigt einen 12 *cm* breiten, 22 *cm* hohen Balken auf 6·5 *m* Spannweite erprobt, Rundeisen 2 *cm*, also $F_e = 2\,r^2\,\pi = 6{\cdot}283\,cm^2$ $f_e = \frac{6{\cdot}283}{12} = 0{\cdot}5236$ *cm* und $\frac{f_e}{d} = \frac{0{\cdot}5236}{19} = 2{\cdot}76\%$.

Derselbe wurde aus Beton 1 : 4 hergestellt und war bei der Erprobung einen Monat alt.

Stadium I für $\nu = 10$:

$$J_i = J_b + 2\,\nu\,F_e\,8^2 = 18689\ cm^4$$

$$\delta\,{}^{mm} = \frac{P\,l^3}{48\,E\,J_i} = 0{\cdot}00146\,P.^{kg}$$

Für $\nu = 15$ ist $J_i = 22710$, $\delta = 0{\cdot}00179\,P$.

Stadium IIa: $\nu = 15$ ohne Zug des Betons

$$\zeta = 19 + 15{\cdot}72 - \sqrt{246{\cdot}49} = 10{\cdot}35\ cm,$$
$$J_i = 15728,\ \delta = 0{\cdot}0026\,P.$$

Stadium IIb: $\nu = 15$ ohne Druck des Eisens = einfach armiert,

$$\zeta = 7{\cdot}88,\ J_i = 11347,\ \delta = 0{\cdot}0036\,P.$$

Endlich aus dem Stadium III für $\nu = 15$ ist $d = 16\ cm$, $\zeta = 6{\cdot}16$, $J = 7382{\cdot}7$ und $\delta = 0{\cdot}0057\,P$.

Der Bruch ist unter 1800 *kg* erfolgt. Zählen wir das halbe Eigengewicht hinzu, so sind das 2015 *kg* und das Bruchmoment beträgt:

$$M = \frac{2015 \times 650}{4} = 327.600\ kg/cm.$$

Um diese Zahl in Fig. 1 eintragen zu können, müssen wir sie mit Berücksichtigung von $b\,d^2$ reduzieren, d. h. also mit $\frac{100}{12 \times 19^2}$ multiplizieren, resp. durch 43·3 dividieren und erhalten so 7570 *kg/cm.* die dort eingetragen wurden.

In analoger Weise wurden die einzelnen Stadiengrenzen reduziert und eingezeichnet, indem die Grenze der Stadien I—II mit —, die IIa—IIb mit < und IIb—III mit × bezeichnet wurde. Natürlich stimmen diese, Durchschnittszahlen entsprechenden Spannrechnungen mit dem weiter unten gemachten Versuche einer synthetischen Rechnung nicht überein, da auch hier wie bei der Durchbiegung nicht die Größe, sondern die Zunahme, d. h. die Richtung übereinstimmt, und wir uns für vollauf befriedigt halten, wenn nur die schließliche Bruchziffer übereinstimmt.

Der Verlauf dieser Berechnung zeigt ja zur Genüge, daß die Angabe der Bruchlast, auf eines dieser Stadien bezogen, nur ungenau sein kann, ähnlich etwa wie die berechnete und beobachtete Bruchdurchbiegung beim Bruch, aber die Abweichungen, die man durch Benützung des Stadiums IIb hier erzielt, sind deshalb als brauchbarer Durchschnitt anzusehen, weil sich vor dem Bruche eine derartige Verschiebung des Eisens im Betonquerschnitt vollzieht, so daß diese Annahme gerechtfertigt erscheint. Es geht aber keineswegs an, wie aus den Diagrammen ersichtlich, Erscheinungen unter den zulässigen Lasten, insbesondere aber Durchbiegungen mit dieser Formel zu berechnen. Diese Berechnung ergibt dann immer zu große Werte und gibt so dem Unternehmer die Möglichkeit, mit kleinen Durchbiegungen zu prunken, die vollkommen gerechtfertigt sind, sobald man richtig rechnet und keineswegs als ein Zeichen besonderer Güte hingestellt werden dürfen. In dem Diagramm Fig. 7 finden sich die Stadien, sofern sie sich in der Durchbiegung des ganzen Balkens zu erkennen geben, gekennzeichnet vor.

Auf den Verlauf der Spannungszunahme im Mittelquerschnitt aus diesem Durchbiegungsdiagramm kann daher insofern geschlossen werden, als dort dieselben Stadien auftreten, obzwar sie oft eine Verschiebung erfahren. Wenn wir von dieser Verschiebung zunächst absehen, so müssen wir bemerken, daß eine genaue Bestimmung so wie so nicht möglich ist wegen der weiteren Unbestimmtheit in der Größe der Anfangsspannungen. Wir verweisen auf die ungemein gründliche Arbeit Haberkalts im Heft II und setzen hier des Beispiels wegen Anfangsspannungen in der halben Größe voraus, wie sie Mesnager direkt bestimmt hat, wo die Zusammenziehung des Betons beim Abbinden wegen des demselben entgegenstehenden Eisens eine Zugspannung von 5 *kg/cm²* im Beton hervorrief. Dem entspräche in unserem Falle eine Druckspannung im Eisen von 240 *kg/cm²*. Mit Bezug auf die in Fig. 9 gegebenen Grenzen in den Stadien erhalten wir die folgende Spannungsentwicklung in der Form eines syndetischen Aufbaues.

Im Stadium I sind die Widerstandsmomente und die denselben am Ende des Stadiums I entsprechenden Spannungswerte an der Grenze (Eigengewicht 100 *kg*) folgende, wobei die Eisenspannung auf den Schwerpunkt, die Betonspannung auf die äußerste Faser bezogen gedacht sind:

$J_i = 22710$,

$W_e^z = 189{\cdot}1$, Eisenzug $275 - 240 = 35\ kg/cm^2$, theoretische Betonzugspannung $= 23\ kg/cm^2$,

$W_d^b = 2064{\cdot}6$ max., Betondruck $26{\cdot}4 - 5 = 21{\cdot}4\ kg/cm^2$,

$W_c^b = 189{\cdot}1$, Eisendruck $275 + 240 = 515\ kg/cm^2$.

Von da ab geht die Spannungszunahme entsprechend dem Stadium IIa, wo $J = 15728$ ist.

Die Spannungen am Ende desselben sind somit

$W_e^z = 101{\cdot}5$, Eisenzug $275 + 400 - 240 = 435\ kg/cm^2$, theoretische Betonzugspannung $= 23\ kg/cm^2$,

$W_d^b = 1800$ max., Betondruck $= 26{\cdot}4 + 22{\cdot}6 - 5 = 44\ kg/cm^2$,

$W_d^e = 185$, Eisendruck $= 275 + 200 + 240 = 715\ kg/cm^2$.

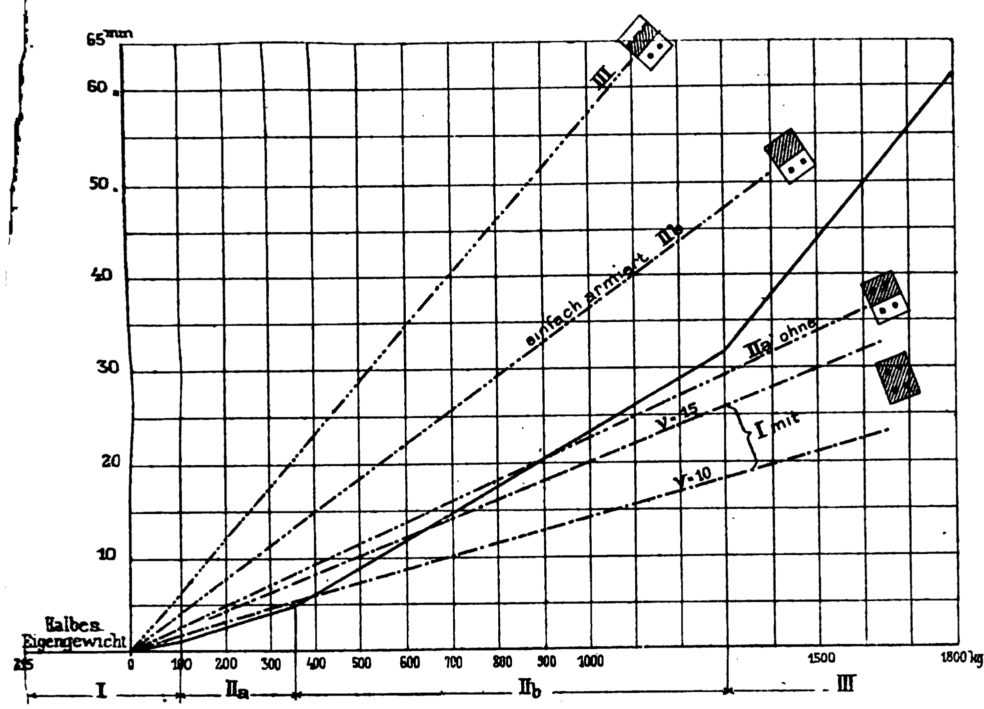


Fig. 7. Diagramm des Versuches Nr. 1.

im Eisen noch kleiner, demnach liegt der Eintritt von IIb höher wie zuvor und beginnt hier der Unterschied zwischen IIa und IIb schon recht undeutlich zu werden in Bezug auf die Beobachtung in weiten Absätzen ohne Berücksichtigung der durch ein längeres Belasten eintretenden Nachwirkung, der Anfangsspannungen u. a. m. Das Bruchmoment beträgt hier (1900 +

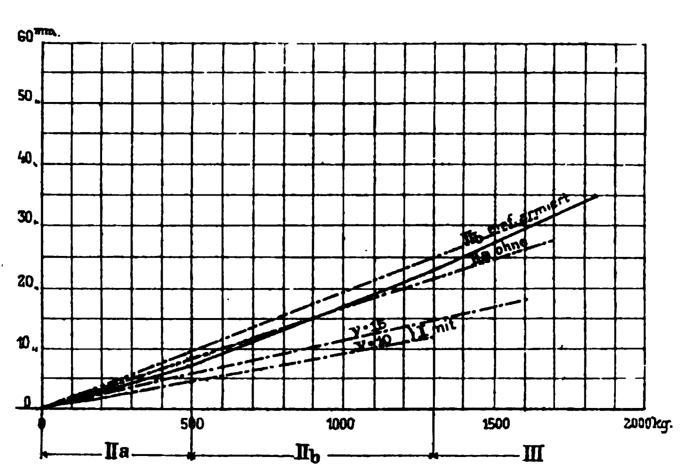


Fig. 8. Versuch Nr. 3.

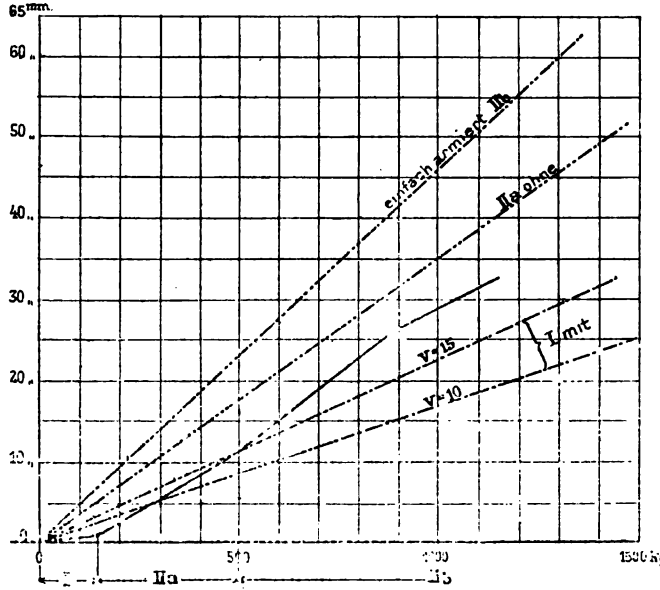


Fig. 9. Versuch Nr. 2.

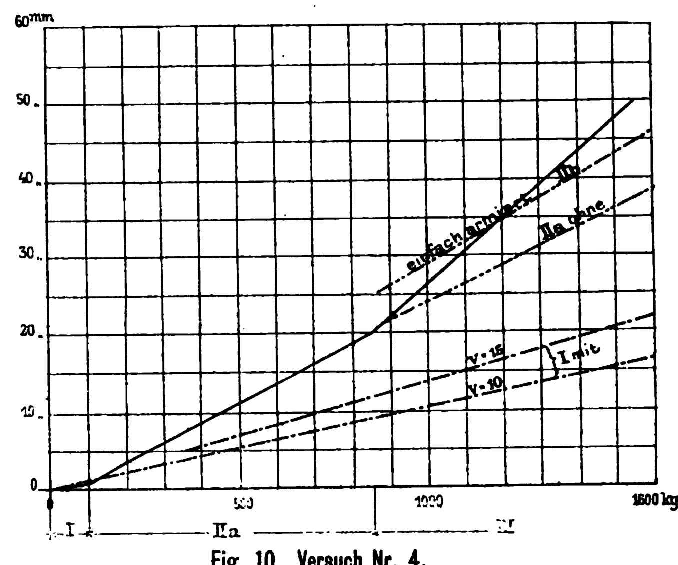


Fig. 10. Versuch Nr. 4.

Im IIb-Stadium arbeitet das Eisen unter Druck, wie wir aus dem Diagramm ersehen, nicht mehr mit, d. h. es erhält von da ab keinen Spannungszuwachs und entzieht sich der Verkürzung durch Ausbiegung. Es kann also in diesem Falle nicht mehr wie zirka 715 kg/cm^2 als maximalen Druck aufnehmen. Diese Zahl ist nur als beiläufig richtig anzusehen und wären diesbezüglich direkte Messungen erwünscht und abzuwarten. Denn wie ersichtlich, sind die einzelnen Glieder dieses Aufbaues mehr weniger schwankende Größen, die sich nicht genau bestimmen lassen. Es sei deshalb nur erwähnt, daß sich ähnliche Zahlen mit noch geringerer Genauigkeit aus den übrigen Diagrammen ableiten lassen, weil dort die Grenze zwischen IIa und IIb wegen der kleinen Armatur noch undeutlicher ist und noch mehr von der Willkür abhängt.

Die übrigen drei Versuche von Asnières finden sich in den folgenden Diagrammen verdeutlicht.

Fig. 8 entspricht dem Versuch Nr. 3 mit 2·28% Eisen oben und unten. Entsprechend dem Umstande, daß bei den gleichen Abmessungen im Beton wie in Nr. 1 nur 16 *mm* Rundeisen verwendet wurden, sind die Druckspannungen

$+ 215)\ \frac{650}{4} = 342.900$ und ist, dividiert durch $63·5 = 5407$ in Fig. 1 eingetragen worden.

Der Versuch Nr. 2 hat 1·76% Eisen. Sein Diagramm zeigt Fig. 9. Sein Bruchmoment ist

$$M = 221.650 \text{ dividiert durch } 43·3 = 5130.$$

Der Versuch Nr. 4 hat 1·46% Eisen. Sein Diagramm zeigt Fig. 10. Sein Bruchmoment ist

$$M = 292.500 \text{ dividiert durch } 63·5 = 4606\ kg/cm.$$

Die drei Versuche in Zürich von F. Schüle mit 1·32% Eisen.

Dieser Arbeit gebührt hier deshalb eine so bahnbrechende Bedeutung, weil sie uns mit einer noch nicht dagewesenen Genauigkeit in diese Verhältnisse Einblick gewährt und so manches nun grell beleuchtet, das früher in seiner Unbestimmtheit dunkel geblieben war und so entweder für unbekannt galt oder, was ja noch schlimmer ist, auf Grund falscher Voraussetzungen als bekannt angesehen

wurde. Wie solche Voraussetzungen entstehen und wie sie sich zum Schlagwort ausbilden können, davon gibt uns der den I. Gewölbeausschuß des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines begleitende Motivenbericht ein Beispiel. In demselben ist der Versuch unternommen worden, die Anwendung der Elastizitätstheorie auf Gewölbe durch die erzielten Resultate zu rechtfertigen, also insbesondere jene rechnerische Durchschnittselastizität des Mauerwerks zu bestimmen, die der ganzen Rechnung zugrunde gelegt werden könnte. Aus diesen rein praktisch ebenso bemerkenswerten wie erfolgreichen Bestrebungen, denen freilich der weniger gelungene Versuch angehängt war, aus den so berechneten Spannungen das Eintreten der Risse zu erklären, hat sich die Sage herausgebildet, daß mit diesen Rechnungen nicht nur die allgemeine Anwendbarkeit der Elastizitätstheorie für Mauerwerksbögen bewiesen wurde, sondern auch gesagt ist, daß dies die einzig richtige Grundlage der Rechnung ist. Dieses Zitat wird in wissenschaftlichen Werken wie ein Axiom behandelt, während, wenn man sich die Mühe nimmt, die Originalarbeiten auf ihren Inhalt zu prüfen, so ersieht man, daß man damals die Elastizität des Mauerwerkes als unbekannte Größe ansah, die man erst bestimmen wollte, sie also doch deshalb nicht zur maßgebenden Grundlage der Rechnung machen konnte.

Hier sehen wir nun einen wirklich bescheidenen Balken vor uns, wo uns diese als einzig richtig und genau gepriesene Theorie völlig im Stiche läßt, wenn wir sie ohne Rücksicht auf die Änderung der Elastizität im Querschnitt anwenden wollten und wo wir sehen, daß sie ebenso wie auch die anderweitig vorgeschlagenen Lösungen nur das Recht hat, als eine Näherung zu gelten, mit Hilfe welcher man neue Bauwerke überprüfen kann, ob ihre Abmessungen die gleiche Gewähr auf Sicherheit und Bestand liefern, wie bereits bewährte. Es ist dies ein Einblick, der die Mehrzahl der Forscher wie eine Enttäuschung berühren muß und insbesondere jene, die die Unfehlbarkeit der Elastizitätstheorie auf allen Gebieten als Dogma angesehen haben, selbst dort, wo hiezu die grundlegende Voraussetzung fehlt. Es ist dies eine Erkenntnis, die uns zwingt, manches, von dessen Richtigkeit wir ohneweiters überzeugt waren, auf's Neue in Frage gestellt zu lassen. Die Bedeutung der Arbeit Schüles zu würdigen, ist eine Sache kommender rückschauender Generationen. Wir aber sollen mit den neuen uns entstandenen Aufgaben die zerstörten Illusionen verschmerzen, denn wir sehen in diesem Nachweis den grundlegenden Gewinn, daß man keine Theorie ohne reelle Beweise für ihre tatsächliche Richtigkeit großziehen und erweitern soll, da die Theorie, welche die Praxis beiseite läßt, wie Anteus beim Verlassen der Mutter Erde seine ihm eigentlich innewohnende Kraft und Bedeutung verliert. Der Berührungspunkt zwischen Theorie und Praxis aber bilden Versuche, wie jene von Schüle.

Wir wollen unter Hinweis auf das von diesem Autor im Heft I und II, 1903, Gesagte hier nur jene Verhältnisse in Betracht ziehen, wie sie mit Bezug auf die Berechnung solcher Balken in Frage kommen und zu diesem Zwecke die nötigen Gleichungen für die einzelnen Stadien im voraus bestimmen. Es ist unter Bezug auf das in der Figur 11 Gegebene die Entfernung des beiderseitigen Eisenschwerpunktes im Durchschnitt von der Außenfläche $a = 3{\cdot}2$ und daher $d = 26{\cdot}8$. Es ist ferner $F_e = 7{\cdot}068$, $f_e = 0{\cdot}3534$ und $\frac{f_e}{d} = 1{\cdot}32\%$.

Im Stadium I sollte die neutrale Achse in $\frac{h}{2} = 15$ liegen. Es ist ferner für

$$\nu = 10 \quad J_i^b = J_b + 2\,\nu\,F_e = \left(\frac{d_0}{2}\right)^2 = 45.000 + 20 \times 7{\cdot}068 \times \times 11{\cdot}8^2 = 64.683.$$

$$\nu = 15 \quad J_i^b = 45.000 + 30 \times 7{\cdot}068 \times 11{\cdot}8^2 = 74.524.$$

Durchbiegung in der Mitte.

$\nu = 10$ $\quad$ $\nu = 15$

$\delta^{mm} = 0{\cdot}057\ Q^t,$ $\quad$ $\delta^{mm} = 0{\cdot}0674\ Q^t.$

Dehnung im Eisenschwerpunkt $\eta = 11{\cdot}8\ cm$ von der neutralen Achse

$$\frac{\Delta\lambda}{\lambda} = \frac{Q\,l\,\eta}{4\,E\,J} = \frac{150}{4}\,\frac{\eta}{E\,J}$$

für $\lambda = 15\ cm$ ist

$$\Delta\lambda\,\frac{cm}{1000} = 1000 \times 15 \times \frac{150}{4}\,\frac{\eta}{E\,J}\,Q = 562{,}500.000\,\frac{\eta}{E\,J}\,Q^t.$$

$E\,J = 13.583{,}460.000,$ $\quad$ $E\,J = 10.433{,}421.600,$

$\Delta\lambda = 0{\cdot}49\ Q^t,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}637\ Q^t.$

Verkürzungen in der Betonfaser I und II des Obergurts.

für I $\eta = 13{\cdot}5$

$\Delta\lambda = 0{\cdot}56\ Q,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}73\ Q^t,$

für II $\eta = 9{\cdot}0$

$\Delta\lambda = 0{\cdot}37\ Q,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}48\ Q^t.$

Im Stadium IIa ist $\zeta = 16{\cdot}65$, $\nu = 15$.

$J_1^b = 41.483\ cm^4,$ $\quad$ $\delta^{mm}\ 0{\cdot}12\ Q^t$ in der Mitte.

Dehnung im Eisenschwerpunkt $\Delta\lambda = 1{\cdot}613\ Q.$

Verkürzungen im Beton im Mittelquerschnitt (Strecke a)

in I $\eta = 8{\cdot}65,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}84\ Q,$

in II $\eta = 4{\cdot}15,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}4\ Q.$

Im Stadium IIb ist $\zeta = 14{\cdot}43,$ $\nu = 15.$

$J_1^b = 34.695,$ $\quad$ $\delta = 0{\cdot}145\ Q.$

Dehnung im Eisenschwerpunkt $\Delta\lambda = 1{\cdot}67\ Q.$

Verkürzungen im Beton im Mittelquerschnitt

in I $\eta = 10{\cdot}87,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 1{\cdot}25\ Q,$

in II $\eta = 6{\cdot}37,$ $\quad$ $\Delta\lambda = 0{\cdot}73\ Q.$

Wir gehen nun daran, diese Resultate, die sich in den folgenden Diagrammen eingezeichnet vorfinden, zu besprechen.

Wir beginnen dort, wo die Unzulänglichkeit der Theorie am deutlichsten hervortritt, und wo man meinen sollte und auch annimmt, daß sie am festesten fundiert ist, mit der neutralen Achse.

Dieselbe soll sich im Stadium I in der Balkenmitte $\frac{h}{2} = 15\ cm$ unterhalb der Draufsicht befinden und wird sonst bei IIa zu $d' = 10{\cdot}15$ und bei IIb zu $d' = 12{\cdot}37$ angenommen. Wir sehen also, daß dieser Verlauf zuerst eine ganz bedeutende Hebung von fast 5 cm und dann eine Senkung von über 2 cm voraussetzt, wenn sich der ganze Querschnitt vom Anfang an unter der Herrschaft eines der Stadien befindet. Es sind nun in den Figuren 3 und 4 der Tafel VII neben den beobachteten die theoretischen Lagen der neutralen Achse eingezeichnet, wie sie aus den Beobachtungen Schüles im Heft II hervorgehen, und zwar in beiden Meßstrecken a und b (siehe Fig. 15) gesondert und ansteigend mit der Belastung, resp. Entlastung von 1 bis 4, resp. 1 bis 6 t, indem die jeweiligen Lagen des Mittelquerschnittes mit fortlaufenden Nummern bezeichnet sind, entsprechend jener Belastung in Tonnen, die sie hervorgerufen hat.

Zunächst muß es überraschen, daß die neutrale Achse in so nahen Abständen so viel von der Horizontalen abweicht, also weit entfernt ist, jenen regelmäßigen Verlauf zu zeigen, wie ihn die Theorie voraussetzt. Wir sehen vielmehr, daß dieselbe hier unter der Herrschaft von sekundären Kräften, herrührend von der örtlichen Kraftübertragung, steht, die zu einer lokalen Verkrümmung derselben führt, um das Gleichgewicht zu erhalten. Wie einfach ließen

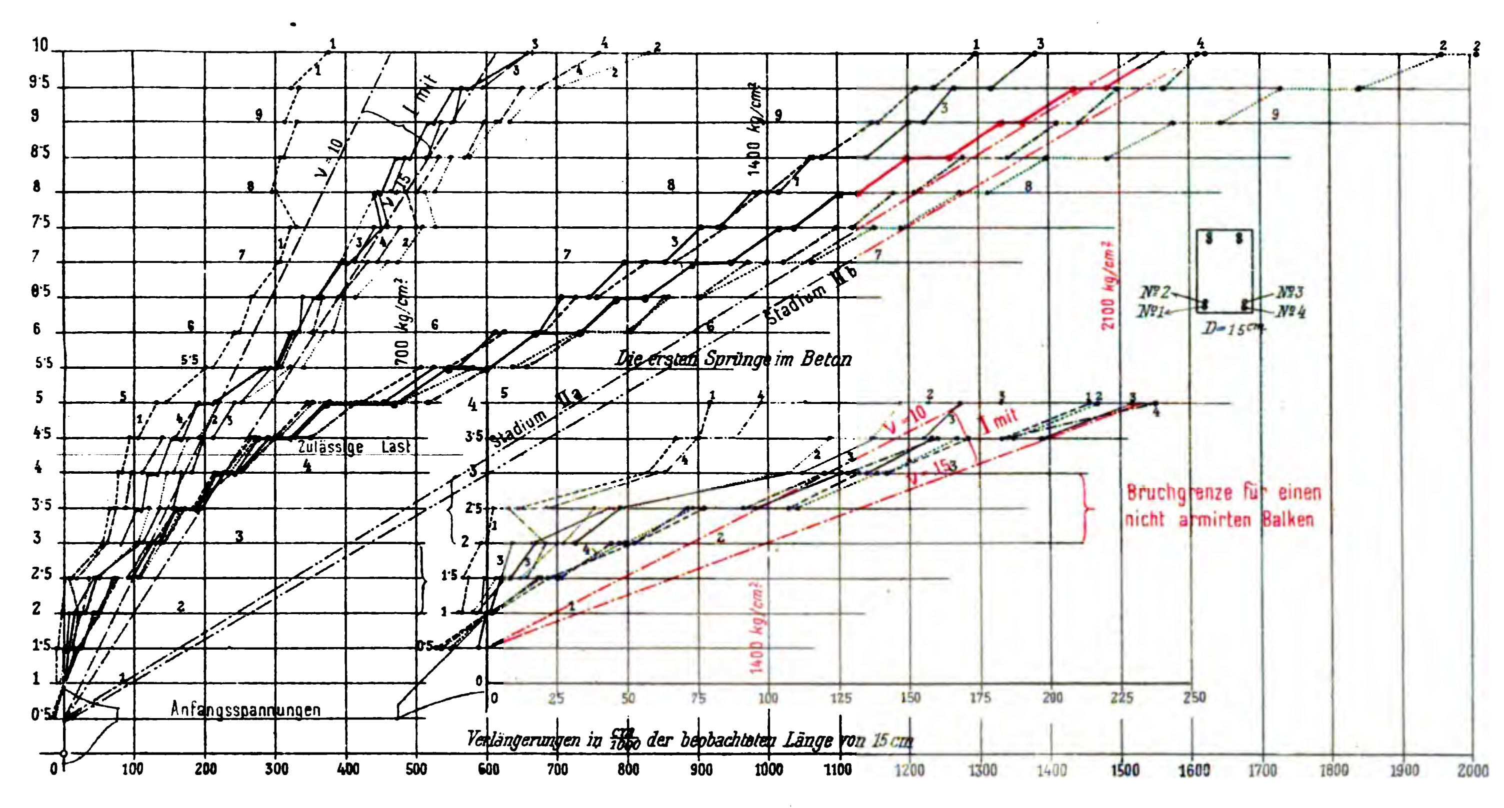


Fig. 1. Dehnungen der vier Eisen der Balken *B*.

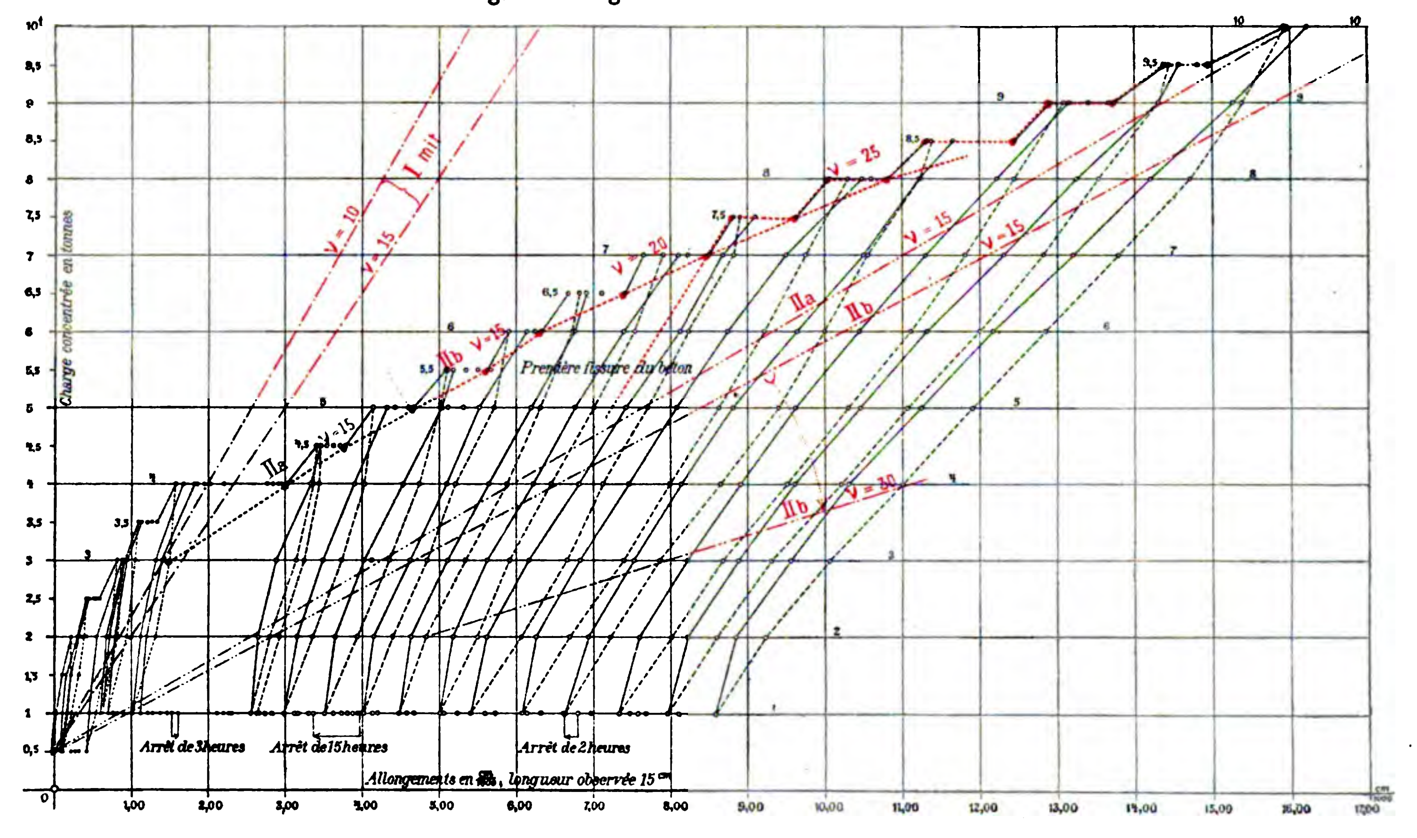


Fig. 2. Dehnungen des Eisens Nr. 4 des Balkens *C*.

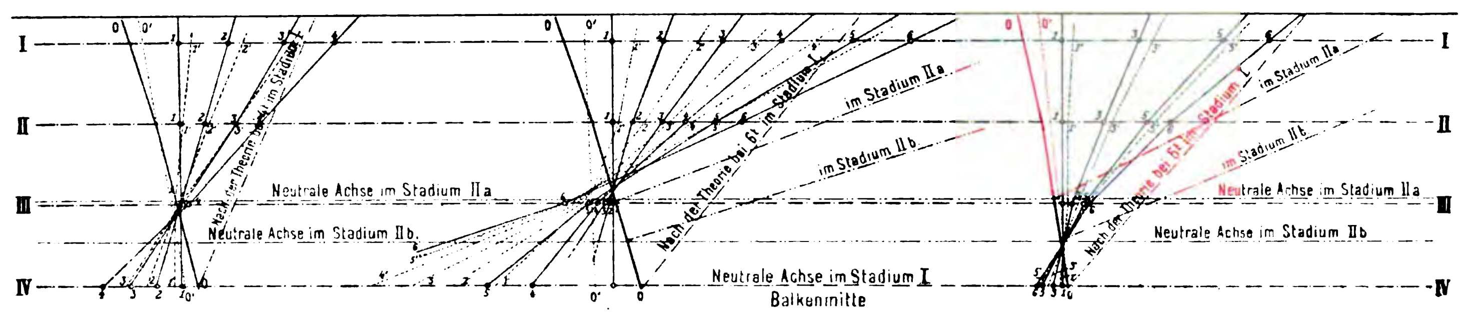


Fig. 3. Meßstrecke *a*. Fig. 4. Meßstrecke *b*.

sich diese Umstände mit armiertem Glas durch polarisiertes Licht aufklären und beobachten. Wie mögen dagegen schon manche derartige Meßresultate zu Trugschlüssen Anlaß gegeben haben. Wir können die Resultate unter der Last selbst (*a*) aus diesen Gründen nicht als einen sicheren Maßstab ansehen, glauben aber, daß bereits in *b* normale Verhältnisse bestehen. Der Verlauf an dieser Stelle ist wenigstens ein analoger mit denjenigen einer neutralen Achse, den wir bereits im Heft IV anläßlich der Besprechung des Versuches von C o n s i d è r e gekennzeichnet haben. Dort ist, ausgehend von der nach den Stadien I und II erfolgten Synthese der Spannungen nachgewiesen worden, daß auch die Hebung der neutralen Achse eine allmähliche ist und sich die dadurch herbeigeführte Hebung in der Regel nicht etwa plötzlich vollzieht, sondern sich in einer assymptotischen Kurve der Lage in II anschließt. Hier muß man sich den Verlauf also so denken, daß die neutrale Achse sich von I nach II a hebt, in ihrem Verlauf jedoch gestört wird durch das Eintreten von II b, so daß sie sich schließlich auch hier assymptotisch an II b anschließt. Ob diese hier nachgewiesene Erscheinung ein Recht auf Verallgemeinung hat, läßt sich natürlich nicht sagen.

Fig. 11.

Ein wichtiger Fehler in der üblichen Auffassung soll weiter unten bei der nochmaligen Besprechung dieser Figuren nachgewiesen werden. Hier sei noch auf die nicht unbedeutende Verkrümmung der Querschnitte in Fig. 3 und 4 der Tafel verwiesen und ferner nochmals aufmerksam gemacht, daß die Zustandsänderung vom Stadium I auf II a u. s. f. sich nicht auf den ganzen Balken, sondern nur auf den ganzen Querschnitt bezieht und auch hier in den einzelnen Fasern mit verschiedenem E_b auftritt. Mit Rücksicht aber auf den maßgebenden Einfluß, den die äußeren Fasern besitzen, ändert dieser Umstand daran nur wenig und kann übrigens durch eine genaue Rechnung (nach S a n d e r s, H a b e r k a l t u. s. w.), einfacher nach T h u l l i e, richtiggestellt werden. Im Vorliegenden hat man sich jedoch absichtlich an die allereinfachste Theorie gehalten, um so auf diese Weise nachzuweisen, was an ihr falsch und mangelhaft ist und wo sie sich dagegen direkt als brauchbar erweist. Es scheint diesem Nachweis für die Praxis eine gewisse Bedeutung beizumessen zu sein.

In umstehender Figur 11 sind die Verhältnisse, wie sie die allereinfachste Theorie — vielleicht wird man das schon Empirie nennen — voraussetzt, allgemein gekennzeichnet. Dieselbe stellt einen Normalbalken von den bekannten Abmessungen dar, nur daß angenommen wurde, daß die Armatur in der Längsachse zunimmt, um so die verschiedenen Lagen der neutralen Achse übersichtlich darzustellen. Es findet sich dort der Verlauf der neutralen Achse dargestellt und durch die drei Kurven I, II a und II b gekennzeichnet vor und zugleich ist ihre graphische Konstruktion erläutert, die vom Schreiber dieses schon 1897 näher angegeben wurde.

Der Unterschied zwischen I und II b wird umso größer, je schwächer die Platte armiert ist, und dabei wird wieder der Unterschied zwischen II a und II b kleiner. Es ist also ein Überspringen der Linie II b von vornherein bei schwach armierten Platten am wahrscheinlichsten — und damit auch gleichzeitig ihr Bruch, wie seinerzeit mit Bezug auf einfach armierte Platten warnend hervorgehoben wurde.

Entscheidende Beobachtungen über die Richtigkeit der hier darüber gegebenen Vermutung müßte eine ähnliche Untersuchung wie die vorliegende von S c h ü l e mit Platten von über 2% Armatur — siehe den Versuch von Asnière — bringen, wo sich trotz des größeren Stadiums I zuerst eine Hebung und dann eine Senkung unter $\frac{h}{2}$ ergeben sollte.

Wir wenden uns nun den Darstellungen der Dehnungen im Eisen zu. In der Fig 1 der Tafel XIII sind die Dehnungen der vier Eisen des Zugquerschnittes im Balken *l* dargestellt und jene Dehnungsreste, die sich bei der Entlastung bis auf 0·5 *t* ergeben haben. Es ist dies eine Zahl, die hier den Nullpunkt vertritt. Es ist in der Figur durch einen färbigen Überdruck sowohl für die maximalen, wie für die restlichen Dehnungen das Mittel aufgesucht und eingezeichnet worden, und ferner sind die oben berechneten Richtungslinien sichtbar und kenntlich gemacht. Die Darstellung umfaßt ein großes Diagramm mit Lasten bis 10 *t* und Eisenspannungen, entsprechend den dort eingezeichneten Dehnungen, die die Elastizitätsgrenze im Eisen nahezu erreichen. Ferner ein kleines Diagramm der zulässigen Lasten bis zirka 4 *t*. Aus dem ersteren sei noch auf das Verhalten der Dehnungsreste hingewiesen, da dasselbe uns anscheinend einen sehr guten Maßstab liefert für die Beurteilung der Güte des Balkens, indem wir glauben, daß die dort nachgewiesene Erscheinung sich verallgemeinern läßt d a h i n g e h e n d, d a ß d i e s e D e h n u n g s r e s t e u n t e r d e n z u l ä s s i g e n L a s t e n u n t e r h a l b d e r m i t $\nu = 10$ u n d s p ä t e r u n t e r h a l b d e r m i t $\nu = 15$ g e z o g e n e n R i c h t u n g s l i n i e d e s S t a d i u m s I z u b l e i b e n h a b e n. Es sei bemerkt, daß sich dieselbe Erscheinung bei dem Balken *B* nachweisen läßt und werden wir die Erklärung, warum sich diese Leistung nach den in den Richtungslinien des Stadiums I gegebenen Gesetzen bewegt, später geben. Prozentuell genommen ist die bleibende Dehnung gerade am Anfange im Stadium I eine enorme zu nennen, wo sie bis $^2/_3$ der gesamten maximalen beträgt. Auch dieser Umstand räumt mit einem alten Vorurteil auf, das fordert, es sollen innerhalb der zulässigen Lasten sich keine oder nur geringe bleibende Dehnungen, resp. Durchbiegungen zeigen. Man wird vielleicht dagegen einwenden, daß dies durch zahlreiche Versuche erwiesen ist, doch sei bemerkt, daß dort, wo es gelungen ist, bei Übernahmsproben, keine bleibende Durchbiegung nachzuweisen, es vielleicht ganz gut war, daß nur der Unternehmer davon Kenntnis hatte, wie man diesem Vorurteil am besten entsprechen kann. Es ist von den Überwachungsorganen so viel als selbstverständlich vom Eisenbau in den Eisenbetonbau herübergenommen worden, daß man sich nicht wundern darf, wenn sich manches als eine Selbsttäuschung erweist.

Wenden wir uns der Besprechung des Stadiums I zu, wie es sich uns aus dem Vergleiche der Beobachtung und den berechneten Dehnungen in Fig. 1 der Tafel XIII ergibt. Wir glauben, da sagen zu dürfen, daß eine größere Unregelmäßigkeit als die hier im Vorliegenden nachgewiesene einfach nicht denkbar ist, und die vielen Umstände, die sich einer vorherigen Feststellung derzeit ganz entziehen, den Versuch, diese Spannungen auf theoretischem Wege festzustellen, als aussichtslos erscheinen lassen. Diese Umstände sind

A. Die Einflüsse vor der eigentlichen Beobachtung:

1. Die Bedingungen bei der Herstellung und Verarbeitung des Betons;
2. die Anfangsspannungen durch das Anziehen des Zements;
3. die Übertragung des Eigengewichtes nach der Ausgerüstung;
4. die Setzungen in den Widerlagsmauern.

B. Später kommen hinzu:

5. Die ungleichmäßige Übertragung der Kräfte vom Beton auf die einzelnen Stäbe, die im Stadium I oft über 100% ausmacht;
6. die Trägheit bei dieser Übertragung, d. h. die Bestimmung jenes Zeitpunktes, wo die auf Eisendruck und Betonzug beanspruchte Adhäsion sich in der entgegengesetzten Richtung in Wirksamkeit setzt;
7. die hiebei schon anfangs eintretende Querschnittsverschiebung. Denn nur so läßt es sich erklären, daß sich an den ersten Entlastungen oft eine Aufbiegung oder doch lange gar keine Durchbiegung zeigt, wie in dem vorliegenden Diagramm in den Stäben ein vermehrter Druck als Dehnungsrest anfangs zurückbleibt. Es ist das einer der Umstände, die bei Belastungsproben so oft zu „glänzenden" Resultaten Anlaß geben.

C. Ist die ganze Gruppe der Unbestimmtheiten, die die statischen Eigenschaften der Materialien mit sich bringen und der Mangel einer Elastizitätsgrenze.

Gerade also das Stadium I, auf dessen rechnerisch richtige Bestimmung oft unnötiges Gewicht gelegt wird, erscheint vom Standpunkte der Theorie als ein Chaos, für das uns selbst der kühnste Pilot schon deshalb keine große Aussicht bieten kann, weil viele dieser Verhältnisse sich während der Belastung selbst ändern. Der Anfangspunkt unserer Beobachtung ist $P = 0{\cdot}5\,t$. Tatsächlich setzt die Kurve bei $P = 1\,t$ ein. Es bedarf also zur Überwindung aller der vorerwähnten Anfangsspannungen und der Trägheit einer dieser Last + Eigengewicht $= 1{\cdot}112\,t$ entsprechend theoretische Zugwirkung. Es entspricht dies einem Zug im Eisenschwerpunkt von $\sigma = \frac{M}{W_z} = \frac{Q \times 150 \times 11{\cdot}8}{4\,J} =$ $= 75\,kg/cm^2$, was weiter einer Verkürzung pro 1. m

$$\Delta\,\lambda^{cm/1000} = 0{\cdot}49\,Q \times \frac{100}{15} = 0{\cdot}037^{\,cm/1000} = \frac{1}{30{\cdot}000}$$

gleichkommt. Es sei bemerkt, daß die bei einem Versuch von M e s n a g e r nachgewiesenen Zahlen $0{\cdot}21^{\,cm/1000}\left(\frac{1}{5000}\right)$ betragen hat, daß also diese Ziffer durchaus wahrscheinlich erscheint und eher noch zu klein sein dürfte.

Sehen wir jedoch von all diesen theoretischen Feinheiten ab, so zeigt uns die Figur im Stadium I, daß sich die Übertragung auf das Eisen bis $Q = 2{\cdot}5\,t$ auf $v = 10$ steigert und dann für den Rest sein Auftreten sich unter $v = 15$ zu äußern, wie dies aus dem Vergleich mit den beiden eingezeichneten Richtungen in Fig. 1 und 2 der Tafel XIII ersichtlich ist. Besonders bemerkenswert ist, daß sich diese Wirkung oft noch hoch oben (Fig. 2) im Stadium II äußert, in der Weise, daß die erste Überlast über die einmal erreichte Lastgrenze hinaus einen Dehnungszuwachs nach I bringt, der sich erst später in der Richtung II richtig stellt. Da diese Erscheinung an Stellen auftritt, wo eine Zugwirkung des Beton kaum mehr denkbar ist, so ist diese Erscheinung nur auf die vorhandene Reibung zurückzuführen, die überwunden werden muß, bevor das Eisen seine volle Dehnung annehmen kann. Es scheint auch als ob hier überhaupt die Begriffe von Adhäsion und Reibung nicht genügend auseinandergehalten würden, da zur Erklärung der Erscheinung in II die Reibung allein oft völlig ausreicht und die Adhäsion nur als ein wünschenswertes, jedoch nicht notwendiges Plus angesehen werden darf. Wir glauben deshalb den Versuchen von Breuillé, die eine so minimale und fragliche — r e i n e — Adhäsion nachweisen, eine Bedeutung für das Betoneisen absprechen zu dürfen; sind die Übertragungskräfte größer als die Reibung, dann tritt eine Querschnittsverschiebung ein, die sich örtlich gegen die Widerlager zu so weit fortsetzt, bis das Gleichgewicht wieder hergestellt ist. Dieser Ausgleich vollzieht sich also unter Heranziehung der Verankerung. Betrachten wir nun das Stadium II, so sehen wir darin als einzige Störung dieses Nachlassen der Verankerung, herrührend von einer Verschiebung im Beton und von dem Zusammenpressen des Betons durch den Zug der Verankerung, die sich bei der Belastung durch einen bleibenden Dehnungsrest Geltung verschafft, insoferne die Verschiebungen eine bleibende ist.

Diesem Umstand ist es auch zuzuschreiben, daß es so schwierig ist, die Kontinuität über die Stützen eines kontinuierlichen Trägers zu erhalten, so zwar, daß es eine ganz empfehlenswerte Praxis erscheint, unter Umständen ganz darauf zu verzichten und den entstehenden Rissen, die durch die negativen Momente und die Zusammenziehung des Betons allein nicht genügend erklärt sind, durch vorgedachte Dilatationsfugen abzuhelfen oder im Gegenfalle sie abzuwarten und sie äußerlich wenigstens zu reparieren. Doch genügt dieser Umstand zur Erklärung aller Erscheinungen noch nicht ganz, man muß noch außerdem eine Verschiebung der Querschnitte zueinander voraussetzen, die am Anfang direkt nachweisbar ist, wo die Entlastung das Eisen zu einer negativen Tätigkeit veranlaßt. (Siehe Fig. 1 der Tafel.)

Denken wir uns einen Träger, der sich bereits im Stadium II befindet, gebogen und unter einem horizontalen Druck, so ist es ja völlig statisch berechtigt, sich die beiden Wirkungen zu zerlegen in die Gegenwirkung gegen den Druck und in die Biegung. Die erstere aber findet, insolange der Druck nicht durch die Zugwirkung überwunden ist, den g a n z e n Querschnitt wieder wirksam vor und deshalb geschieht die dieser Gegenwirkung entsprechende Zunahme in der Eisenspannung (Verankerung) genau nach dem Stadium I, wie aus Fig. 1 der Tafel XIII an der Größe der Dehnungsreste des Eisens ersichtlich ist. Es ist deshalb auch bereits die Ansicht ausgesprochen worden, daß sich diese Erscheinung verallgemeinern läßt und als ein Zeichen der Güte und des Zusammenarbeitens der beiden Materialien gelten kann. Es läßt sich in Fig. 1 der Tafel z. B. ganz deutlich der Ort angeben, bei welchem nach dem Übergang vom Stadium I in II das Übertragungsverhältnis allgemein also auch bezüglich der Verankerung bei v von 10 auf 15 eingetreten ist. Es ist dies in Fig. 1 der Tafel XIII zwischen $5\,t$ und $5{\cdot}5\,t$, während die Eisen schon bei $2{\cdot}5\,t$ im Untergurt nach $v = 15$ ihre Spannung erhielten. Zur Ergänzung der gemachten Beobachtungen dient noch Fig. 2 der Tafel XIII, die uns die Spannungen im Eisen Nr. 4 des Balkens *B*, eines der zwei abgebogenen Eisen besonders zur Anschauung bringt. Die hier in Betracht kommende Richtungskonstanten sind wegen der veränderten Lage etwas anders, als die bereits zitierten. Es ist

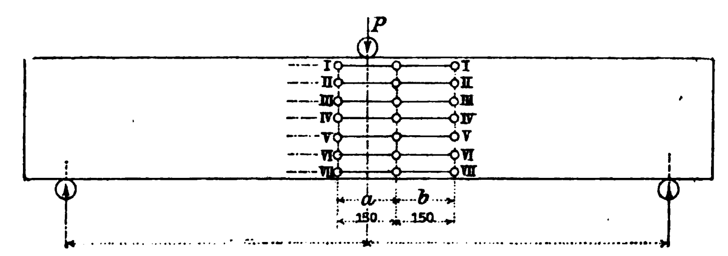


Fig. 12. Versuchsanordnung im Balken A.

Stadium I $\eta = 12{\cdot}6$, $\nu = 10$, $\Delta\lambda = 0{\cdot}57\,Q$,
$\nu = 15$, $\Delta\lambda = 0{\cdot}68\,Q$,
Stadium IIa $\eta = 17{\cdot}45$, $\nu = 15$, $\Delta\lambda = 1{\cdot}69\,Q$.
Stadium IIb $\eta = 15{\cdot}23$, $\nu = 15$, $\Delta\lambda = 1{\cdot}76\,Q$.

Der Verlauf ist ja auch hier im Wesen derselbe, nur ist hier die bereits besprochene Erscheinung der Reibung des Eisens im Beton, sowie der Umstand besonders deutlich, daß dieses abgebogene Eisen besser verankert war, da sich im Stadium II wenigstens anfangs keine solchen großen Absätze zeigten, und dies höchstwahrscheinlich aus dem Grunde, weil die unvermeidlichen bleibenden Zusammendrückungen in der Längsachse sich auf die vier Eisen je nach ihrer Verankerung ungleichmäßig verteilen.

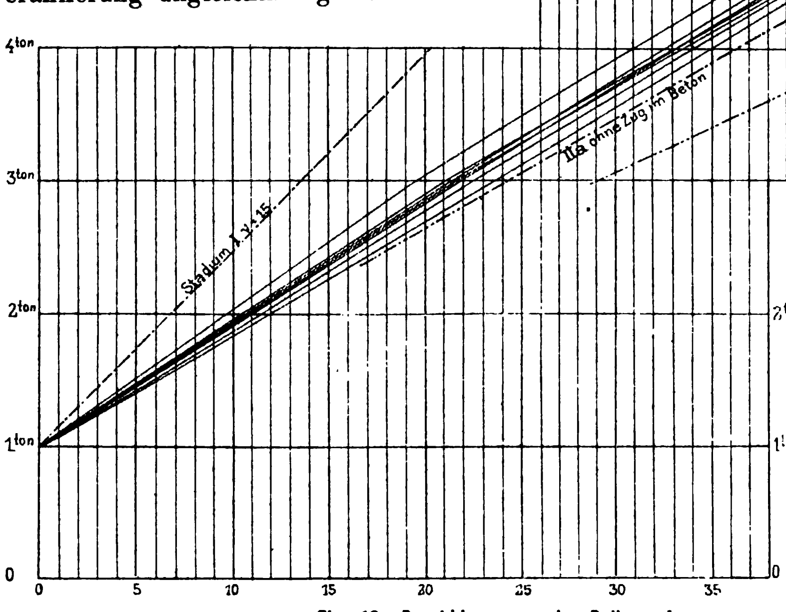


Fig. 13. Durchbiegungen des Balkens A.

Ein Blick auf die von Schüle in Heft I gegebene Tabelle II zeigt uns mit Bezug auf den Balken B, daß das Eisen Nr. 4 im Vergleich zu den Eisen 1, 2 und 3 viel größeren Spannungen, resp. Dehnungen ausgesetzt war, was auch Schüle ausdrücklich hervorhebt. Eine analog mit Fig. 1 der Tafel XIII für B konstruierte Zeichnung zur Ermittlung der Mittelwerte aller vier Eisen (siehe Heft II, Fig. 8) zeigt jedoch keinen Unterschied, so zwar, daß diese durch eine ungleichmäßige Wirkung des Betons hervorgerufene ungleichmäßige Verteilung der Spannungen im Stadium II auf den Mittelwert keinen Einfluß hat.

Das Stadium II erweist sich somit in jeder Hinsicht einer theoretischen Behandlung zugänglicher, nachdem wir bereits früher nachgewiesen haben, daß die Resultate der Rechnung, wie auch die Erscheinung von den Schwankungen der E_b so gut als wie unabhängig gelten können und $\nu = 15$ für die Majorität der Fälle vollkommen ausreicht und schlechtestenfalls nur unbedeutende Abweichungen zwischen Rechnung und den damit nachweisbaren Tatsachen mit sich bringt. Bei einer gewöhnlichen Belastungsprobe kommt noch der Umstand hinzu, daß die Zeit und die Wiederholung der Belastung, die bei der Erzielung der Schüle'schen Diagramme eine so wichtige Rolle gespielt haben, bei den gewöhnlichen Versuchen nicht weiter beachtet wurden. Dadurch vereinfachen sich diese Diagramme wesentlich, indem dann scheinbar das Stadium I länger anhält und oft später noch hervortritt (siehe in Heft IV, 1902), das Stadium II jedoch eine durchgehende Gerade zeigt, um dann plötzlich steil abzubrechen.

Aus der Figur 1 der Tafel ist ferner jene Last zu ersehen, die wir mit Bezug auf die Rechnung ohne Zugquerschnitt als die zulässige bezeichnen, der 1000 kg/cm^2 zugrunde liegen. Wir sehen auch, daß über die tatsächlich unter Umständen geradezu riesige Unrichtigkeit dieser Zahl kein Zweifel bestehen kann, indem das Eisen unter dieser Last nicht die Hälfte dieser Spannung besitzt. Wir sehen aber ferner wie dieser Unterschied allgemach verschwindet und schon bei 10 t, also bei zirka $2^1/_2$ Nutzlast ein Unterschied zwischen dieser theoretischen Annahme und dem Verhalten des Eisens, resp. seiner tatsächlichen Spannung nicht mehr besteht und, wie wir wissen, auch die Bruchlast mit dieser Berechnung in Zusammenhang gebracht werden kann. Unter diesen Umständen scheint das Festhalten an dieser Rechnung in der Praxis vollkommen gerechtfertigt.

Der Bruch hat sich bei den Balken A, B und C bei 15·6, 16·5 und 14·3 t eingestellt. Das Eigengewicht, auf die Mitte reduziert, ist 0·112 t, die Spannweite 150 cm. Es ist also das Bruchmoment

$$M = 589.200 = 622.950 = 540.450$$

und reduziert durch Division von $\frac{b\,d^2}{100} = \frac{20 \times 26{\cdot}8^2}{100} = 143{\cdot}6$

$$M_0 = 4100 = 4350 = 3850.$$

Größen, die sich in Fig. 1 eingetragen vorfinden und uns dort einen Maßstab geben, inwieweit die tatsächliche Bruchlast mit der theoretisch berechneten übereinstimmt. Es ist dies von der größten Wichtigkeit, weil es beweist, daß an dieser Zahl alle diese Nebenerscheinungen nichts ändern können. Da es also für die Zahl gleichgiltig ist, ob der Balken ohne Unterbrechung von Anfang an belastet wurde, ob er und wie vielen Belastungswiederholungen ausgesetzt war, so sehen wir auch kein Bedenken darin, wenn man in der Praxis durch einen Versuch selbst durch eine Überlastung diese inneren Verhältnisse wesentlich ändert, so z. B., daß das Eisen anstatt 500 kg/cm^2 tatsächlich nahezu die angenommenen 1000 kg/cm^2 erhält und dabei einen Spannungsrest von 400 kg/cm^2 ein für allemal behält. Wir können in einer Überschreitung der zulässigen Lasten bei einer Übernahmsprobe nichts Bedenkliches sehen und haben auch immer eine solche von mindestens der $1^1/_2$ Nutzlast vor-

geschrieben. Wir ersehen in der Figur der Tafel XIII, daß erst bei zirka 9 t die Verankerung der Eisen so weit nachgelassen hat, daß die Dehnung eine dem Stadium II a entsprechende Größe annimmt. Das ist also eine Grenze, die die „Elastizitätsgrenze" insofern ersetzen kann, als sie nicht überschritten werden soll. Sprünge treten ja nach der Dehnungsfähigkeit des Beton und der oft sehr ungleichmäßigen Verteilung gewöhnlich früher, oft auch viel später auf.

Eine einfache Belastungsprobe ist ein sowohl sachlich, wie auch oft durch so viele Bedingungen eingeschränkter Maßstab, daß sein Wert recht zweifelhaft ist. Das Hauptgewicht ist vielmehr auf Materialproben mit der Martens'schen Druckpresse zu legen oder auf Biegeproben, wie sie dem an den „Deutschen Betonverein" gerichteten Vorschlag (Heft II, 1903) zugrunde gelegt wurden, und die dann immer bis zum Bruch durchzuführen sind.

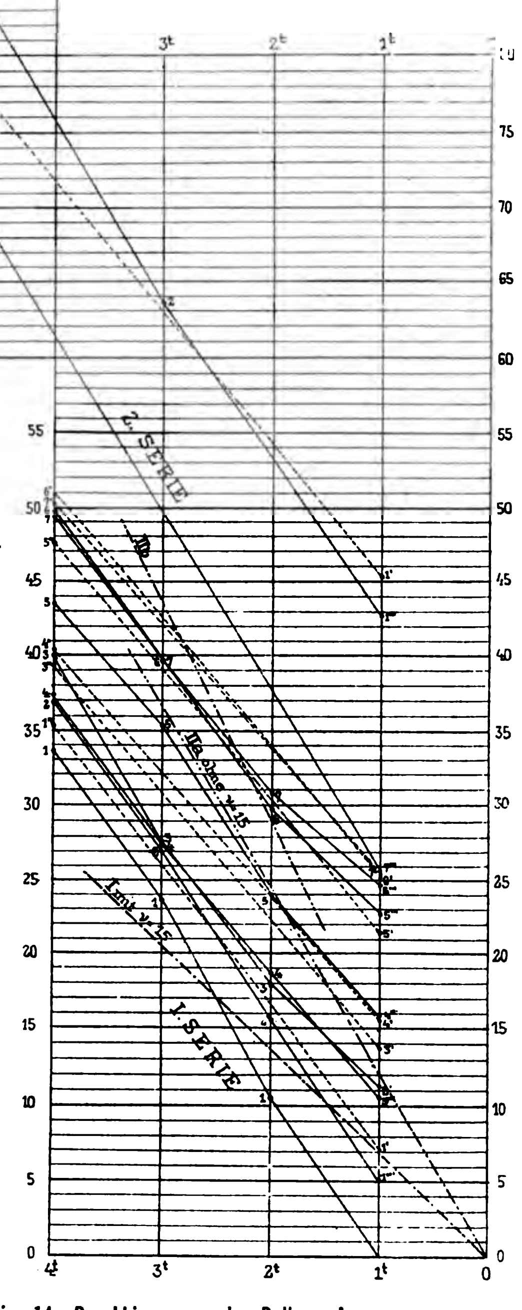


Fig. 14. Durchbiegungen des Balkens A.

Entgegen den von vielen Seiten ausgesprochenen Bedenken, daß durch eine solche Überlastung eine Schädigung des Balkens entsteht, glauben wir hier abermals die zuerst von Considère gemachte Erfahrung bestätigen zu dürfen, daß ein derartiger Verbundkörper sich bei der Überschreitung einer bislang eingehaltenen Belastungsgrenze ebenso verhält, als ob diese Last zum erstenmal auf ihn aufgebracht würde und er somit auch sein Diagramm dort fortsetzt, wo dasselbe früher abgebrochen wurde — abgesehen von der Vermehrung der bleibenden Formänderung — und daß sich das Diagramm auch in Bezug auf Zunahme (Richtung) als eine Fortsetzung der vorherigen Beobachtungen kennzeichnet. Ausschlaggebend für die Beurteilung ist es aber, daß eine derartige Überlastung an der Bruchlast des Balkens, die uns als Maßstab seiner Güte gilt, nichts ändert.

Man muß bei der Behandlung dieser Körper mit den aus dem Eisenbau überkommenen Ideen der Elastizitätsgrenze, deren Überschreitung dort ohne Zweifel nicht ohne einen Schaden für das Material geschehen kann, brechen, und sich klar werden, daß hier diese Zustandsänderung für Körper ohne Elastizitätsgrenze nichts Gefährliches, sondern eine regelmäßige Erscheinung darstellt. Wir müssen hier zwischen der absoluten Größe der Formänderung und jenem Teil unterscheiden, der sich innerhalb der gewählten Belastungsgrenze als elastisch erweist. Die Wissenschaft versucht selbstredend durch eine völlige Ausscheidung der bleibenden Erscheinungen zu dem eigentlichen elastischen Diagramm zu gelangen. Im allgemeinen jedoch ändert diese Genauigkeit zwar die Größe, jedoch nichts Wesentliches am Verlauf dieser Diagramme, eine Beobachtung, die hier an dem Durchbiegungsdiagramm des Balkens A, Fig. 13 und 14, zu ersehen ist. Doch zeigt sie uns auch das Diagramm Fig. 2 der Tafel für den Balken B. Zu diesem Zwecke sind in Fig. 2 der Tafel XIII alle Maxima der Dehnung unter den jeweiligen Lasten besonders angezeichnet und diese roten Ringe streckenweise zu einem Diagramm der Maximal-Durchbiegung verbunden worden. Wir sehen, daß diese roteingezeichnete Kurve bis zur Abszisse 5 t der Richtung II a ($\nu = 15$) parallel ist, um dann sich langsam abzubiegen. Da zu dieser Richtungsänderung bei diesem niedrigen Druck durch eine Änderung des ν der Anlaß nicht gesehen werden kann, so führen wir dies im Zusammenhang mit den übrigen Erscheinungen auf das Auftreten des Stadiums II b zurück, dessen Auftreten auch hier auf eine Eisenspannung zu verlegen, die der bereits einmal berechneten nahe kommt, während der spätere Verlauf nach dem Auftreten von Sprüngen sich wohl mehr durch diese als durch ein fallendes E_b oder durch die Einwirkung des Eisens im Obergurt erklären läßt. Zur Orientierung ist noch die Linie II b mit $\nu = 30$ eingezeichnet worden. Die stark konkave Form der Diagramme entgegen dem oft plötzlichen Abbrechen aus der Geraden, läßt jedoch vermuten, daß hier andere Umstände zur Vermehrung der Spannungserscheinung, resp. der Durchbiegung mitwirken. Ein weiteres Beispiel, wie wenig der Verlauf der Erscheinungen von den bleibenden, d. h. mit Bezug auf das Diagramm vom Anfangspunkt der Beobachtung abhängig ist, bieten uns die Durchbiegungen des Balkens A. Es sind uns diese von Prof. Schüle als Zusatzmaterial zu den bisherigen Veröffentlichungen zur Verfügung gestellt worden und finden sie sich in den untenstehenden Tabellen zusammengestellt vor.

Diese Durchbiegungen des Balkens A wurden aus Ablesungen an den sich bewegenden Enden beobachtet; die angeführten Zahlen sind Mittel aus den zwei Endablesungen; die Bewegung des festen mittleren Stützpunktes ist in diesen Zahlen nicht berücksichtigt.

Die Durchbiegungen sind in $\frac{cm}{1000}$ angegeben.

1. Serie: Belastungsstufe 1—4 *t*.

Nr.	1—2	2—3	3—4	Total	4—3	3—2	2—1	Total	1—4	4—1	bleibend
1	10·4	13·2	9·8	33·4				26·3	28·1	30·1	+ 5·1
2	10·3	11·6	9·9	31·8	5·0	9·8	10·9	25·7			+ 6·1
3	6·7	9·7	12·4	28·8	6·1	9·4	10·8	26·3	25·7	28·7	− 0·5
4	7·7	8·8	10·1	26·6	5·0	8·4	8·3	21·7	24·7	24·6	+ 5·0
5	8·2	11·3	8·3	27·8	4·7	8·9	8·5	22·1	26·2	24·8	+ 7·1
6	7·0	9·8	9·9	26·7	6·0	9·7	8·6	24·3	25·8	26·2	+ 2·0
0	6 nicht 6′, nicht 6″, nicht 6‴										
7	5·9	8·9	9·6	24·4	4·6	6·8	12·3	23·7	24·6	24·6	+ 0·7
				199·5				170·1	155·1	159·0	25·5

2. Serie: Belastungsstufe 1—6 *t*.

Nr.	1—3	3—5	5—6	Total	6—5	5—3	3—1	Total	1—6	6—1	bleibend
				+				−	+	−	
1				59·2	2·6	17·1	20·0	39·7	43·9	46·3	+ 7·1
2	21·1	24·1	15·0	60·2	8·5	18·7	23·6	50·8	51·9	53·6	+ 7·7
3	21·9	22·7	8·5	53·1	7·1	19·9	26·6	53·6	53·1	55·7	− 3·1
4	21·8	23·5	9·9	55·2	8·3	19·9	26·5	54·7	55·9	54·9	+ 1·5
5	22·6	22·8	11·7	57·1	7·9	18·6	22·1	48·6	50·0	48·2	+ 10·3
6	21·3	22·6	11·1	55·0	6·9	20·1	23·6	50·6	55·6	52·6	+ 7·4
7	19·4	23·0	12·6	55·0	7·6	20·8	24·6	53·0	53·8	55·0	+ 0·8
8	23·3	22·9	11·0	57·2	9·3	18·9	25·5	53·7	53·4	54·6	+ 2·3
				452·0				404·7	417·6	420·9	44·9

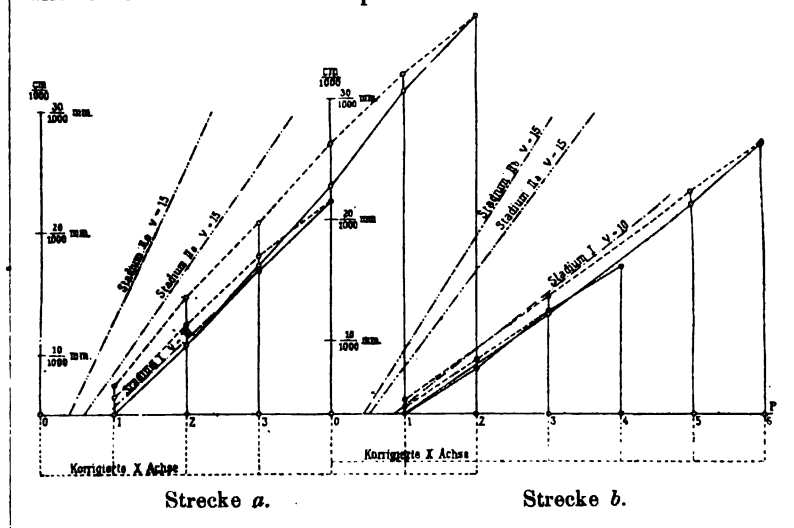
Diese Zahlenwerte sind in der Fig. 13 zur Darstellung gelangt. Wenn nun auch die Zusammendrückung des 30 *cm* hohen Balkens zwischen den Stützpunkten einerseits und der Mittellast anderseits nicht unbedeutend gewesen sein mag, so geht doch ihre Wirkung in den bedeutend bleibenden Durchbiegungen der Balken ganz verloren. Dieselben betragen in der ersten Serien 25·5, in der zweiten Serie 44, also im ganzen $69·5 \frac{cm}{1000}$, wovon jedoch, wie bemerkt, ein Abschlag zu machen wäre, der nur geschätzt werden kann und vielleicht diese Zahl auf 40 reduziert.

Bemerkenswert in dieser Darstellung ist das baldige Verschwinden des Stadiums I, was insbesondere bei einem so alten Balken im vollständigen Gegensatz mit unseren sonstigen Beobachtungen wäre, da bei der Durchbiegung dieses Stadium, dessen Grenze in Fig. 1 der Tafel auf 2·5 *t* verlegt werden kann, womöglich noch länger anhält, da in der Durchbiegung der Zustand des ganzen Balkens Ausdruck findet. Hier aber ist scheinbar das Stadium I nur ganz kurz, bis 2 *t*, nachweisbar und tritt bei den weiteren Belastungen noch mehr zurück (siehe Fig. 13). Die einzige Erklärung, die uns diesbezüglich zur Verfügung steht, liegt in dem Unterschied der hier angewendeten Lasten, d. h. ihre so häufige Wiederholung, deren Wirkung sich also sehr rasch auf den ganzen Balken erstrecken muß, sowie dem Umstand, daß bei der kleinen Spannweite im Verhältnis zu den Balkenabmessungen gerade im Anfang die bereits erwähnten bleibenden und die elastischen Zusammendrückungen des Betons den Verlauf verwischen dürften. Um, wie oben bemerkt, zu verdeutlichen, wie wenig Bedeutung dem Umstande zukommt, welche von einzelnen Beobachtungen der Durchbiegungen zur Grundlage einer entscheidenden Aufnahme, wie z. B. bei Übernahmsproben, gemacht wird, ist in Fig. 14 die zweite Serie derart zusammengezeichnet, daß die Durchbiegungen alle von demselben Nullpunkte ausgehen. Wir sehen hieraus, daß auch hier, wie in Fig. 2 der Tafel, das Stadium IIa bis zirka 5 *t* anhält und dann die Richtung IIb hervortritt, daß aber die Unterschiede in den einzelnen Beobachtungen als kaum nennenswert anzusehen sind.

Die Darstellung in Fig. 14 geschah in der Weise, daß jede Zeile der Tabelle eine Nummer hat und die so gegebenen Endpunkte mit — 2 — 2′ — 2″ — 2‴ bezeichnet sind. Es sind nur die Belastungsdiagramme gezeichnet, und zwar immer das erste (— 2) voll, das zweite (2′ — 2″) strichliert. Die Entlastungslinie erhält man durch Verbindung der Punkte 2 — 2′, resp. 2″ — 2‴.

Wir wenden uns nun nochmals den Fig. 3 und 4 der Tafel XIII zu, um an denselben die Zusammendrückungen im Beton zu besprechen.

Diese Beobachtungen Schüles umfassen zwei Meßstrecken *a* und *b* (Fig. 12) und sind in zwei Serien gemacht worden. Diese Resultate sind in den Fig. 3 und 4 der Tafel dargestellt und sind in denselben die theoretischen Lagen der neutralen Achse eingezeichnet worden. Wir finden dort außerdem jene Lage des Querschnittes angegeben, die derselbe nach der Theorie unter 6 *t* annehmen müßte, wenn derselbe sich in dem Verlauf der ganzen Belastung von 0 bis 6 *t* im Stadium I, resp. IIa oder IIb befunden hätte, wie dies ja die übliche Rechnung annimmt. Es stimmt mit dem beim Eisen nachgewiesenen synthetischen Aufbau der Spannungen völlig überein, daß sich die tatsächlichen Spannungen (im normalen Verlauf bei *b*) den theoretischen nach I berechneten sehr nähern, während die Lage der Querschnitte zwischen Faser I und II sich schon zu IIa zuneigt, eine Erscheinung, die in Meßstrecke *a* noch deutlicher ist. Leider besteht auch hier kein hinreichender Unterschied zwischen den Richtungen IIa und IIb, um hieraus Schlüsse ziehen zu können. Die Resultate Schüles beginnen mit der Last 1 *t* und erschien es daher entsprechend dieselben auf den Null-



Strecke *a*. Strecke *b*.

Fig. 15. Längenänderung in Faser I.

punkt der Belastung zu reduzieren, wie es in den Fig. 3 und 4 der Tafel XIII vorgenommen wurde und wie es als durchaus wahrscheinlich gelten kann. Vom Eigengewicht kann man hier wohl absehen. Von dieser Nullage ausgehend, wurde nun jene Lage der Querschnitte berechnet und eingezeichnet, wie sie den einzelnen Stadien entsprechen würden. Bezüglich der Meßstrecke *b* bedürfen die gegebenen Formeln einer Ergänzung, indem dieselbe, 15 *cm* aus der Mitte gerückt, ein um 20% kleineres Moment hat und sich dementsprechend die Werte für die Verkürzungen wie folgt ergeben:

Faser I:

I. Stadium $\nu = 10$, $\Delta\lambda = 0·45\ Q$,
IIa Stadium $\nu = 15$, $\Delta\lambda = 0·67\ Q$,
IIb Stadium $\nu = 15$, $\Delta\lambda = 1·0\ Q$.

Um zu genauen Resultaten zu gelangen, müßte die fortlaufende Veränderung im J_i berücksichtigt und die Änderung in E_b nach einem annähernden Gesetz ange-

nommen werden. Diese Rechnung nach dem Vorbild Haberkalt hier durchzuführen, ist hier mit Rücksicht auf ihren Umfang unterblieben, trotz dem zweifellosen wissenschaftschaftlichen Interesse, den sie für sich in Anspruch nimmt. Vielleicht wird hiezu sich später eine Gelegenheit ergeben.

Die in den Fig. 3 und 4 der Tafel XIII gegebenen Resultate finden sich mit Bezug auf die Faser I in der Fig. 15 für die Meßstrecken a und b herausgezeichnet vor. Es ist dort der angenommenen Nullage entsprechend die X-Achse herabgerückt und sind die Formeln für die diesbezüglichen Verkürzungen eingetragen und bezeichnet. Die Resultate machen einen überaus regelmäßigen Eindruck und stimmen mit dem Gesagten überein. Leider sind dieselben nicht genug hoch hinaufgeführt, um weitergehende Rückschlüsse zu gestatten. Man ersieht, daß mit 4, resp. 5 t die Spannungszuschüsse größer zu werden beginnen, als sie das Stadium I ($\nu = 10$) verlangt. Die scheinbar große Übereinstimmung kann aber niemand täuschen, der gleichzeitig die Fig. 3 und 4 der Tafel XIII im Auge behält. Sie ist eine zufällige und nur deshalb möglich, weil jenes Stadium I ($\nu = 10$) schon längst überwunden wurde, und rührt von den die tatsächlichen Unterschiede ausgleichenden Zusatzspannungen her. Wir ersehen aus den Darstellungen in den Fig. 3 und 4 der Tafel XIII zur Genüge, welche bedeutende Unterschiede zwischen den rechnungsmäßigen Verkürzungen, resp. Druckspannungen und den tatsächlichen bestehen, die, wie das Auge lehrt, nur zirka die Hälfte jener betragen. Hier ist also der Grund zu suchen, weshalb der Beton so bedeutende rechnungsmäßige Druckspannungen zu ertragen imstande ist, ein Thema, das wir in Heft I 1903 ausführlich behandelt haben.

Gerade aber dieser Umstand ist wohl als der schwächste Punkt der allereinfachsten Theorie zu bezeichnen, da er uns zwingt, die zulässigen Betondruckspannungen in der Rechnung zu verdoppeln.

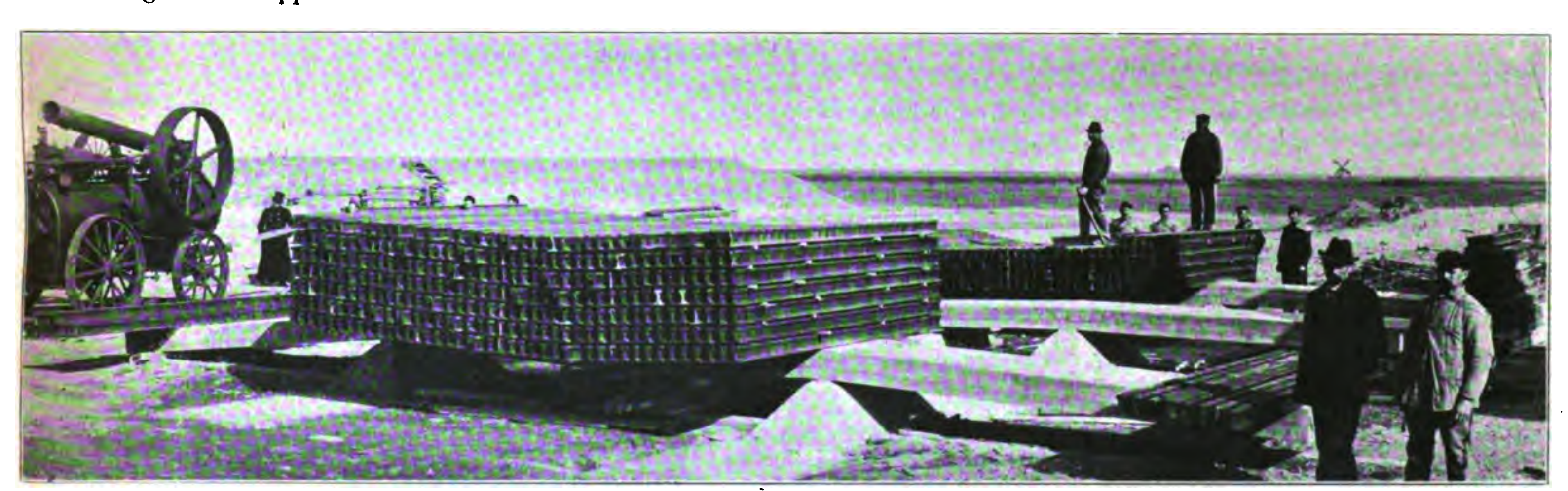
Anderseits geben uns die Fig. 3 und 4 einen Anhaltspunkt, warum die Berechnung mit einer Elastizität für den ganzen Querschnitt nach dem Stadium I oft zu so plausiblen Resultaten führt. Wir sehen dort eine überraschende Übereinstimmung auch in den hohen Belastungsstufen zwischen den tatsächlichen und den berechneten Raddehnungen, wenn eben diese rechnungsmäßige Elastizität sich der richtige Durchschnitt der beiden Stadien und der abnehmenden E darstellt.

Diese Darstellungen beweisen endlich, daß es nicht angeht, die Dehnungen in je einen Punkt des Ober- und Untergurts zu bestimmen und dann die neutrale Achse durch eine geradlinige Verbindung zu ermitteln.

Die drei Versuche (Fundamentplatten) in Amsterdam von L. A. Sanders mit 1·37% Eisen.

Dieselben bestanden aus zwei Monate altem Beton 1 : 4, und waren auch sonst völlig gleich und zeigten nur bezüglich der Querarmatur eine in der folgenden Figur verdeutlichte Abweichung. Versuch Nr. 1 (Fig. 17) hat nur Drahtunterstützungen, also keine eigentlichen „Bügel". Versuch Nr. 2 (Fig. 18) hatte 32, Versuch Nr. 3—64 Bügel pro m^2, die ursprüngliche Versuchsanordnung zeigt Fig. 16, die durch das untenstehende Bild ergänzt wird. Vorne ist Versuch Nr. 3. Bezeichnen wir die mittlere Spannweite mit l, die äußeren mit l_1, die gleichmäßig verteilte Last mit $P = p\,l$ und die zwei Einzellasten auf den Konsolen mit Q, die im Abstand l_1 wirken, auf die wir uns auch das Eigengewicht der Konsolen reduziert denken, so ist (Fig. 19)

$$M_x = -\,Q\,l_1 + \frac{p\,x}{2}\,(l - x)$$



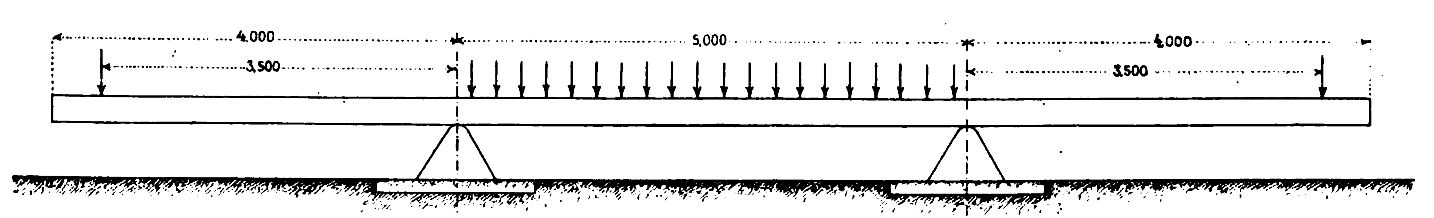
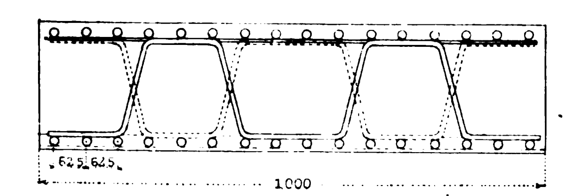


Fig. 16. Die Versuche in Amsterdam.



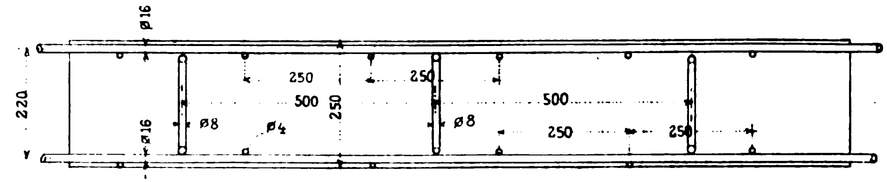
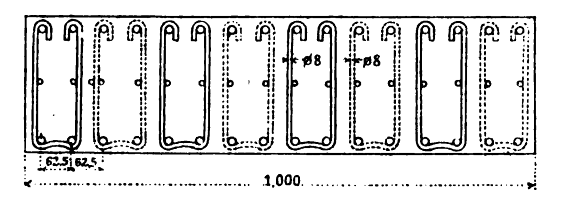


Fig. 17.



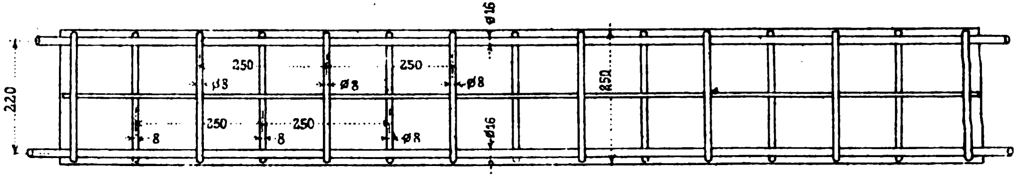


Fig. 18.

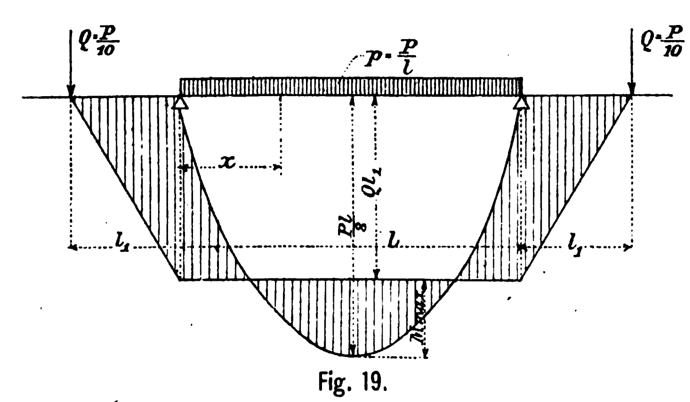


Fig. 19.

und für $Q = \frac{P}{10}$ das maximale Moment in $\frac{l}{2}$ mit Berücksichtigung von $l = 5{\cdot}00$, $l_1 = 3{\cdot}50\ m$

$$M = \frac{P\,l}{8} - Q\,l_1 = 27{\cdot}5\ P.$$

Der Versuch Nr. 1 hat nun in dieser Lage es bis $P = 53.140\ kg$ gebracht, sein Moment war daher in der Mitte $M = 1{,}461.350$ und in den Konsolen sogar

$$M = Q\,l_1 = \frac{P\,l_1}{10} = 1{,}859.900.$$

Reduzieren wir diese letztere Zahl auf unsere Normalplatte in Fig. 1, so müssen wir sie durch $\frac{100 \,.\, 23{\cdot}5^2}{100} = 552$ dividieren. Wir erhalten $M_0 = 3360$. Wenn diese Ziffer auch die theoretische Bruchlast nicht ganz erreicht hat, so muß sie doch als eine annehmbare Bruchzahl angesehen werden, während das weit niedrigere Moment in der Mitte nur so gewirkt haben kann, daß durch ein plötzliches Nachlassen vielleicht ein Bruch an den Stützen, das Moment sich an $\frac{P\,l}{8}$ näherte und so die theoretische Zahl jedenfalls weit übertraf. $\frac{P\,l}{8} = 62{\cdot}5\ P$ ist aber zirka das 2·5 fache des oben berechneten Momentes und wir unterlassen daher die Berechnung mit Bezug auf die Mitte ganz und führen nur als Anhaltspunkt für diese Annahme die Form der Rißbildung (Fig. 20) bei 40.000 *kg*, also knapp vorm Bruch an, die zeigt, daß die theoretische Übertragung der Einspannungswirkung eine momentane Störung erlitten hat, der dann der Bruch unmittelbar gefolgt ist. Auf das Normale reduziert, wäre das

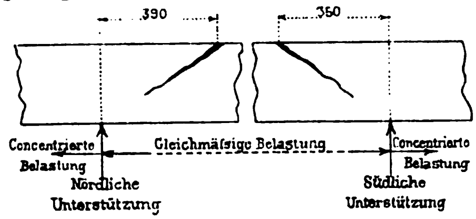


Fig. 20.

berechnete Moment in der Mitte nur $M_0 = 2650\ kg/cm$ gewesen. Trotz diesem tadellosen Verhalten ist es aber auch hier bezeichnend, daß die ersten Risse über den Stützen entstanden sind, da dort das Moment 35 P betrug, während es in der Mitte nur 27·5 P ausmacht. Wir sehen also diese Platten von der Form der Stützenlagerung, die dieses Moment und eine entsprechend große Transversalkraft überträgt, in erster Linie abhängig, und ersehen weiters aus Fig. 16, daß die Form der Stütze, die, wenn auch keine mathematische Linie, so doch sehr schmal ist, also in dieser Hinsicht als sehr ungünstig anzusehen ist. Wir wollen nun weiter sehen, wie sich die übrigen Platten (mit Bügeln) bewähren. Wir müssen jedoch vorher noch aus den eingehenden Protokollen der holländischen Genieoffiziere feststellen, die Herr Sanders die große Güte hatte uns Einsicht nehmen zu lassen, daß ganz bedeutende Verdrehungen aller dieser Konsolen durch die Schienenlast (siehe obiges Lichtbild), die nicht ganz ausbalanziert war, stattgefunden haben, so zwar, daß die Messungen an den beiden Enden der 1·0 *m* breiten Konsolen Unterschiede von 3 *mm* ergaben. Inwieweit dies auch als Erklärung für die hier überall an den Stützen auftretenden Rißbildungen gelten kann, sei dahingestellt, jedenfalls muß aber dies als eine vollgiltige Erklärung für die niedrigen Bruchzahlen bei den Konsollasten in Nr. 2 und 3 angesehen werden und kann man daher diesen Zahlen als Fehlversuche eine Bedeutung nicht zu erkennen. Es sind dies die Konsole bei Nr. 2 $Q = 2800$, $M = 980.000$ ($M_0 = 1770$), nur jene bei Nr. 3 sogar $Q = 2564$. Nach dem Abbrechen einer der beiden Konsolen sind aber die statischen Verhältnisse völlig verändert worden und mußten wir für den Rest der Belastung eine neue Untersuchung anstellen. Es ist dann (Fig. 21) $M_x = Q(l_1 + x) - D_x + {}^1/_2\,p\,l^2$. Wir bestimmen uns zunächst D; für $x = l$ ist

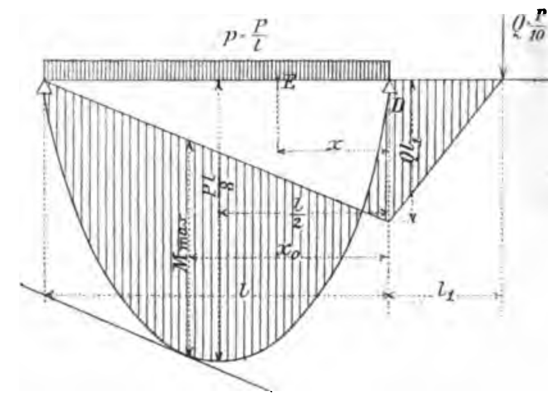


Fig. 21.

$$Q\,(l_1 + l) - D\,l + \frac{p\,l^2}{2}\ 0 \text{ und}$$

$$\text{somit } D = Q\,\frac{l + l_1}{l} + \frac{p\,l}{2}.$$

Es ist also

$$M_x = Q\,(l_1 + x) - Q\,\frac{l_1 + l}{l}\,x - \frac{p\,l}{2}\,x + \frac{p\,x^2}{2}.$$

Führen wir in diese Gleichung $p = \frac{P}{l}$ und $Q = \frac{P}{10}$ ein, so erhalten wir $M_x = \frac{P}{20\,l}\,(l_1 - 10\,x)\,(l - x)$.

Zur Ermittlung des maximalen Momentes müssen wir $\frac{d\,M}{d\,x} = 0$ setzen: $-\ 10\,l - l_1 + 20\,x_0 = 0$ und erhalten so $x_0 = \frac{10\,l + l_1}{20}$ und also

$$M_{max} = -\frac{P}{800\, l}(l_1 - 10\, l)^2 = 54{\cdot}06\, P.$$

Hier also ist nun nicht mehr das Moment über der Stütze $= 35\, P$ das größere, sondern jenes innerhalb der [Sp]annweite l. Dasselbe beträgt bei Versuch Nr. 2 $P = 35.750$, $M = 1{,}932.645$ und $M_0 = 3601$. Es ist das bedeutend [mehr] als die vorerwähnte Ziffer ohne Bügel; bei Nr. 3 [b]etrug die Bruchlast gar: 36.000 Last + 2875 Eigen[gewicht =] 38.875, also $M = 2{,}101.580$, $M_0 = 3800$, also mit [größerer] Zahl von Bügeln abermals etwas mehr als [...] [a]lso der Einfluß der Bügel kein bedeutender [...] kann, so ist doch ihr Vorteil be[...][m]enswert. Der Vorteil der Bügel, der so[...] [...]elt wurde, scheint durch die Versuche von [...] Querarmatur klargelegt. Es ist von ihm in ü[...] Weise nachgewiesen worden, wie damit eine E[...] der Druckfestigkeit des Betons Hand in Hand ge[ht], daß hier ein bloßer Hinweis auf diese Arbeit im Heft II genügt, freilich mit der Beschränkung, daß dieser Einfluß hier, wo es sich um eine doppeltarmierte Platte handelt, bei welcher die Druckfestigkeit des Betons (wenigstens theoretisch) keine Rolle spielen kann (siehe Fig. 1), nur unbedeutend hervortritt. Keinesfalls ändert dies etwas an der Tatsache, daß ein bestimmter und direkter Einfluß der Bügel auf die Bruchlast nicht nachgewiesen werden kann, wie bei den bereits zitierten Versuchen Ransomes in Boston mit 3·9% hervorgehoben wurde. Wie aus Fig. 1 ersichtlich, hat dort eine einfach armierte Platte ohne Bügel die besten, eine doppelt armierte mit Bügel die relativ schlechtesten Resultate ergeben. Es ist also noch nicht gelungen, die zufällige Schwankungen von der Regel zu scheiden.

Wenn wir nun noch zur Betrachtung der Durchbiegung übergehen, so müssen wir nochmals mit Bezug auf die von Sanders im Heft V veröffentlichten Protokolle verweisen. Es sei dabei auf den Belastungsvorgang aufmerksam gemacht, bei dem das Prinzip aufgestellt war, daß das Q_1 inkl. Eigengewicht der Konsole $= \frac{P}{10}$ sein soll, um die Lage der Tangente über der Stütze tunlichst horizontal zu erhalten. Es ist diese Größe P somit ein ausgezeichneter Maßstab für die Beurteilung der Größe der Durchbiegung. Nun ist aber dazwischen hinein einmal völlig entlastet worden, wo dann, entsprechend dem Eigengewicht, $P = 2875$ und $Q = 1314$ betrug und somit die Durchbiegung in der Mitte negativ wurde. Dadurch ist die Aufstellung einer fortlaufenden Kurve unmöglich und läßt sich, wie umstehend, nur in zwei Stücken einzeichnen (Fig. 23 und 24), wo die Abszissen die Größe P, die Ordinaten die Durchbiegung in der Mitte darstellen.

Berechnen wir die maßgebenden Größen für die statische Berechnung der Stadien, so ist:

$$F_e = F_e' = 16\,\frac{\pi}{4}\,16^2 = 32{\cdot}17,$$

$$f_e = 0{\cdot}3217, \qquad d = 23{\cdot}5, \qquad \frac{f_e}{d} = 1{\cdot}37\%.$$

Stadium I: $\nu = 15$.

$$J_i^b = 246.985{\cdot}4\ cm^4,$$
$$W_d^b = W_z^b = 19.759\ cm^4,$$
$$W_d^l = W_z^l = 1496{\cdot}9\ cm^3.$$

Stadium IIa: $\nu = 15$.

$$\xi = 14{\cdot}875, \qquad J_i^b = 152.665{\cdot}2,$$
$$W_d^b = 17.688{\cdot}7, \qquad W_z^b = 0,$$
$$W_d^e = 1428{\cdot}5, \qquad W_z^e = 683{\cdot}8.$$

Stadium IIb: $\nu = 15$.

$$\zeta = 12{\cdot}512 \qquad J_i^b = 119.763{\cdot}9\ cm^4,$$
$$W_d^b = 10.899{\cdot}9, \qquad W_z^b = 0,$$
$$W_d^e = 0, \qquad W_z^e = 638{\cdot}1.$$

Zur Bestimmung der theoretischen Durchbiegung müssen wir von der Gleichung der elastischen Linie ausgehen (Fig. 22).

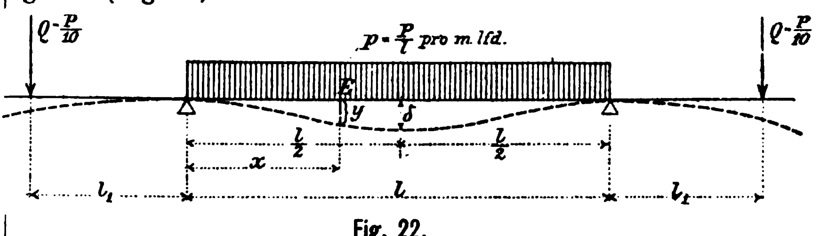


Fig. 22.

$$E\,J\,\frac{d^2 y}{d\,x^2} = -M_x = Q\,l_1 - \frac{p\,x}{2}\,(l - x).$$

Durch Integration erhalten wir

$$E\,J\,y\,\frac{d\,y}{d\,x} = Q\,l_1\,x - \frac{p\,l\,x^2}{4} + \frac{p\,x^3}{6} + E\,J\,\tau,$$

$$E\,J\,y = Q\,l_1\,\frac{x^2}{2} - \frac{p\,l\,x^3}{12} + \frac{p\,x^4}{24} + E\,J\,\tau\,x + E\,J\,\tau;$$

nun ist aber für $x = 0$ $y = 0$ und daher auch $E\,J\,\tau_1 = 0$

$$E\,J\,y = Q\,l_1\,\frac{x^2}{2} - \frac{p\,l\,x^3}{12} + \frac{p\,x^4}{24} + E\,J\,\tau\,x.$$

Die Größe τ bestimmt sich für $x = l$ und $y = 0$

$$E\,J\,\tau = -Q\,\frac{l\,l_1}{4} + \frac{p\,l^3}{24}.$$

Aus dieser Gleichung ergibt sich unter Berücksichtigung der bekannten Größen die nun in jedem Stadium konstante Tangente an der Stütze mit $\tau = \frac{15\,P\,l}{4\,E\,J}$.

Eingesetzt ergibt obige Gleichung

$$E\,J\,y = Q\,l_1\,\frac{x^2}{2} - \frac{p\,l\,x^3}{12} + \frac{p\,x^4}{24} + x\left(\frac{p\,l^3}{24} - Q\,\frac{l\,l_1}{2}\right)$$

und für $Q = \frac{P}{10}$ resp. $p = \frac{P}{l}$.

$$E\,J\,y = \frac{P\,x^4}{24\,l} - \frac{P\,x^3}{12} + \frac{P\,l_1\,x^2}{20} + \frac{P\,l\,x}{4}\left(\frac{l}{6} - \frac{l_1}{5}\right).$$

Hieraus berechnet sich die Durchbiegung in der Trägermitte δ für $x = \frac{l}{2}$:

$$E\,J\,\delta = \frac{5\,P\,l^3}{384} - \frac{P\,l_1\,l^2}{80}$$

und für $l = 500$, $l_1 = 350$, $E = 140.000$ ($\nu = 15$) ist

$$\delta^{mm} = 38{\cdot}13\,\frac{P^{kg}}{J^{cm4}}.$$

Es handelt sich also nur noch J für die einzelnen Stadien zu berechnen.

Stadium I:

$$J_b = 130.208\ cm^4, \quad J_i^b = 246985\ cm^4,$$
$$\delta = 0{\cdot}000155\ P,$$
$$W_d^b = W_z^b = 19.759\ cm^3,$$
$$W_d^e = W_z^e = 1497\ cm^3.$$

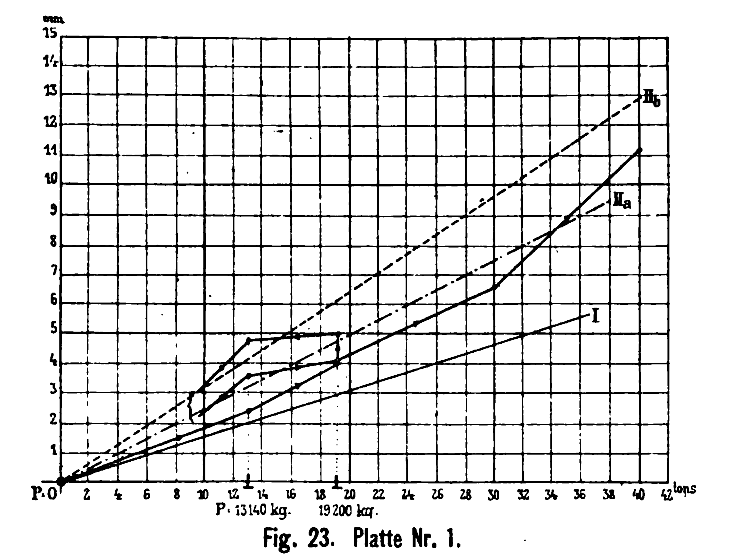


Fig. 23. Platte Nr. 1.

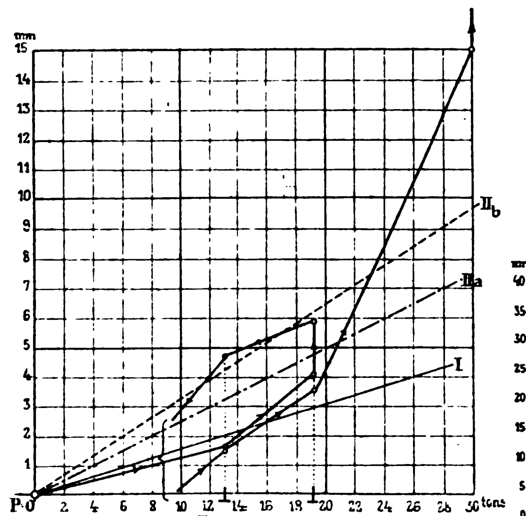


Fig. 24. Platte Nr. 2.

Stadium II a:

$\zeta = 14{\cdot}875\ cm$, $\quad J_i^b = 152.655\ cm^4$,

$\delta = 0{\cdot}00025\ P$.

$W_z^e = 683{\cdot}8$, $\quad W_d^e = 1428{\cdot}5$,

$W_d^e = 17.688{\cdot}7$.

Stadium IIb:

$\zeta = 12.512\ cm$, $\quad J_i^b = 119.764\ cm^4$,

$\delta = 0{\cdot}00032\ P$.

$W'_z = 638$, $\quad W'^b_d = 10.900$.

Wir gelangten somit für Stadium I zu $\delta = 0{\cdot}155\ P^t$ und im Stadium IIa $\delta = 0{\cdot}25\ P^t$ resp. IIb $\delta = 0{\cdot}32\ P^t$. Diese Richtungslinien finden sich in dem Diagramm der Durchbiegungen für Nr. I und II eingezeichnet. Doch scheint es bei diesem Versuch wohl kaum angezeigt, aus diesem Bilde andere Schlüsse zu ziehen als jene durch Einzeichnung der Grenze von I und II, resp. II und III in der Fig. 23 und 24 gegebenen, die uns die Diagramme für Platte Nr. 1, resp. Nr. 2 darstellen.

Zwei Versuche in Turin von Guidi mit 1·16% Eisen.

Der Beton war drei Monate alt.

Aus einer großen Serie von Versuchen, die dieser Gelehrte durch die königl. Akademie in Turin 1901 veröffentlicht hat, finden sich mit Nr. 2 und Nr. 16 bezeichnet auch zwei doppelt armierte Balken, die alle mit der gleichen Armatur (Rundeisen 12 *mm*) versehen sind und nur aus verschiedenen Sorten von Beton hergestellt worden sind. In der Figur 24 ist außerdem noch das Diagramm des einfach armierten Balkens Nr. 16 gegeben. Die statischen Verhältnisse dieses Balkens 15 *cm* im Gevierte, $d = 13$, sind soweit sie nicht schon aus der Figur ersichtlich, durch folgende Zahlen gekennzeichnet:

$$F_e = 2{\cdot}26\ cm^2, \quad f_e = 0{\cdot}1507\ cm, \quad \frac{f_e}{d} = 1{\cdot}16\,\%$$

Stadium I:

$J_b = 4219 \quad J_i = 4219 + \nu\, 4 \times 1{\cdot}13 \times 5{\cdot}5^2$

$\nu = 10 \quad J_i = 5696 \quad \delta = 0{\cdot}13\ P$,

$\nu = 15 \quad J_i^b = 6434{\cdot}5 \quad \delta = 0{\cdot}17\ P$.

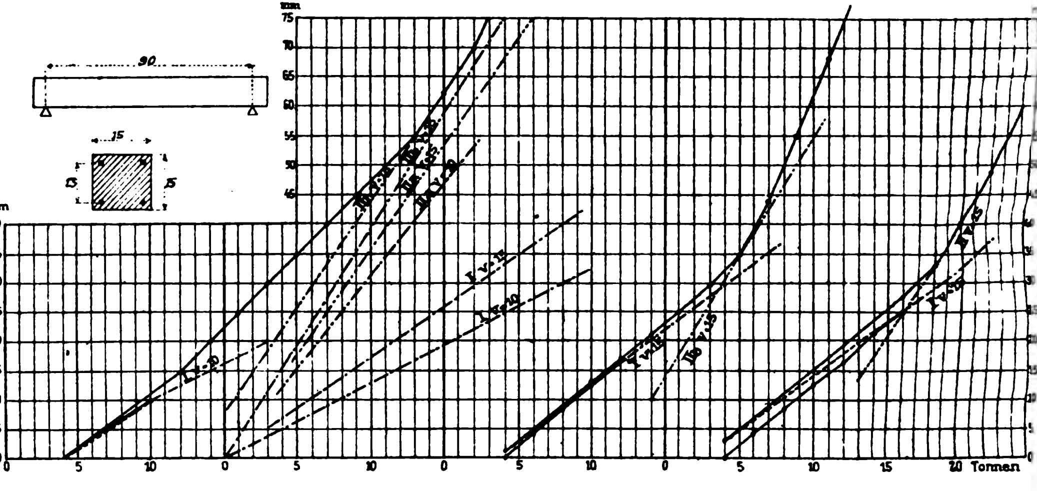
Stadium II a:

$\zeta = 8{\cdot}13 \quad J_i^b = 3090 \quad \delta = 0{\cdot}36\ P$

Stadium IIb (einfach armiert):

$\zeta = 7{\cdot}27 \quad J = 2726 \quad \delta = 0{\cdot}4\ P$.

Die Bruchlast beider doppelt armierten Balken ist in Nr. 2 wie Nr. 16 3·4 *t*, d. i. also für $l = 90\ cm$ inkl. Eigen-



Turiner Versuche Nr. 2 Fig. 25. Nr. 16 und Nr. 16 (einfach).

gewicht $M = 82192\ cm/kg$ und dividiert durch 25·35, ist $M_0 = 3288$. Sie ist also trotz des verschiedenen Betons fast dieselbe. Es läßt dies schließen, daß die Druckfestigkeit hier nicht mehr Einfluß hat und die Verwendung eines zu reichen Betons nicht nur unökonomisch und zwecklos, sondern mit Rücksicht auf seine stärkeren Verkürzungen und den hieraus hervorgehenden Sprüngen geradezu auch vom technischen Standpunkt als schlechter zu bezeichnen ist.

Der einfach armierte Balken hat in diesem Falle viel weniger getragen, nur 2·4 *t*. Dies entspricht $M = 59.692$, resp. $M_0 = 2400$, was wohl als ein ausnahmsweises Minimum zu gelten hat, wenn es nicht ein Fehlversuch war.

Zur Kennzeichnung der verwendeten Betonsorten sei noch hervorgehoben, daß Guidi bei der in Nr. 2 erprobten Sorte 1 : 1·24 folgende Eigenschaften ermittelt hat:

Druckfestigkeit nach einem Monat . .	241 – 323 *kg/cm²*
„ „ 3—5 Monaten . .	509 „
Elastizitätskoeffizient	321 *t/cm²*
Zugfestigkeit nach einem Monat . . .	14 *kg/cm²*
„ „ neun Monaten . . .	32 „
Elastizitätskoeffizient	298 *t/cm²*
Adhäsion nach drei Monaten	40—48 *kg/cm²*.

Die Versuche Nr. 16 mit Beton 1 : 3·58 ergaben:

Druckfestigkeit nach einem Monat	137—203 *kg/cm²*
„ „ 3—5 Monaten	207—350 „
Elastizitätskoeffizient	391 *t/cm²*
Zugfestigkeit nach einem Monat .	15 *kg/cm²*
„ „ neun Monaten (armiert bestimmt)	25 „
Elastizitätskoeffizient	374 *t/cm²*

Als Adhäsion sind nach drei Monaten 53—59 *kg/cm²* nachgewiesen worden.

Die geringste in diesen Versuchen nachgewiesene Adhäsion betrug 10 *kg/cm²*.

Diese für das Anfangsstadium ermittelte E entsprechen einem $\nu = 7$. Wir ersehen jedoch aus dem vorgelegten Biegungsdiagramm, daß für das Stadium I $\nu = 10$, für die übrige Rechnung $\nu = 15$ vollkommen allen Anforderungen der Genauigkeit entspricht.

Drei Versuche (Piloten) zu Terneuzen von Christophe mit 0·7% Eisen.

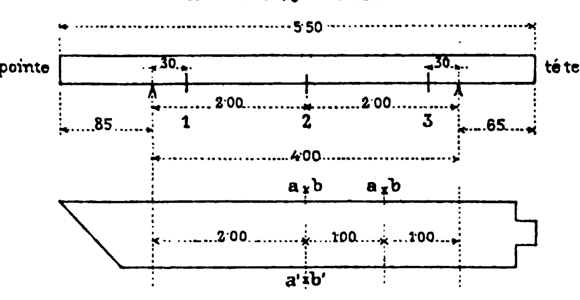


Fig. 26. Versuchsanordnung.

Der Beton dieser Versuche 1 : 6 war drei Monate alt. Verglichen mit allen bisher behandelten, sind diese Versuche (Fig. 26), bezogen auf die theoretischen Erfordernisse, jene, die als die schlechtesten bezeichnet werden müssen, da sie perzentuell am meisten von der in Fig. 1 eingezeichneten Grenze entfernt sind und uns so eine untere Grenze dieser Werte darstellen. Über die Gründe dieses Ausfalles sind wir natürlich auch hier nur auf Vermutungen angewiesen. Den Querschnitt zeigt uns Fig. 27. Die Versuchsanordnung Fig. 26. Das Bruchmoment beträgt nach den Mitteilungen Christophes (Heft V, 1902) im besten Fall

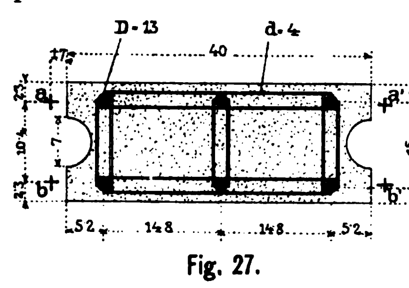


Fig. 27.

$$\underbrace{(1650 + 200}_{\text{Nutzlast}} + \underbrace{560)}_{\text{Eigengewicht}} \times \frac{400}{8} = 120.500.$$

Hievon ist jedoch noch die Gegenwirkung von den zwei Konsolen abzuschlagen, so daß nur zirka 110.000 übrig bleibt, dies durch 700 dividiert, ergibt $M_0 = 1570$, welche sich in Fig. 1 eingetragen vorfinden.

Christophe hat bei diesen Versuchen Messungen der Längenänderungen des Betons in den Punkten a und b des Querschnittes vorgenommen und sind in der Folge für den Versuch Nr. 1 in den Fig. 28 die Verkürzungen bei a, die Dehnungen bei b und die Durchbiegungen in der Mitte dargestellt und die theoretischen Richtungslinien der Stadien I, II a, II b eingezeichnet.

Dieselben wurden wie folgt ermittelt:

$$F_e = 4\,cm^2, f_e = 0{\cdot}1\,cm, \frac{f_e}{d} = \frac{0{\cdot}1}{13{\cdot}3} = 0{\cdot}7\%.$$

Stadium I: $\nu = 15$.

$$J_b = 11.250, \qquad J_i^b = 15.287.$$

$$\delta^{mm} = \frac{5}{384}\,\frac{Q\,l^3}{E_b\,J_i} = 0{\cdot}004\;Q^{kg}.$$

$$W_z^e = 172, \qquad \Delta\,l = 1000\,\frac{\sigma}{E} = 125\,\frac{Q\,l\,\eta}{E\,J}.$$

Druck (a) — Zug (b)

$\eta = 5{\cdot}2,\ \Delta\,l = 0{\cdot}00012\,Q, \qquad \eta = 5{\cdot}2,\ \Delta\,l = 0{\cdot}00012\,Q$

Stadium II a:

$$\zeta = 9{\cdot}0, \qquad W_z^e = 47, \qquad J_i^b = 6320,$$
$$\delta = 0{\cdot}0098\,Q.$$

Druck (a) — Zug (b)

$\eta = 2{\cdot}0,\ \Delta\,l = 0{\cdot}000115, \qquad \eta = 8{\cdot}4,\ \Delta\,l = 0{\cdot}00048.$

Stadium II b:

$$\zeta = 8{\cdot}31, \qquad W_z^e = 43, \qquad J_i^b = 5240,$$
$$\delta = 0{\cdot}0117.$$

Druck (a) — Zug (b)

$\eta = 2{\cdot}7,\ \Delta\,l = 0{\cdot}00017\,Q, \qquad \eta = 7{\cdot}7,\ \Delta\,l = 0{\cdot}00048\,Q.$

Zu dem Resultate wäre noch zu bemerken, daß sich auch der schon bei den einfach armierten Balken betonte große Unterschied zwischen dem Stadium I und II bemerkbar macht, da hier die Armatur eine perzentuell nur geringe ist. Wir glauben in dieser plötzlichen Zunahme der

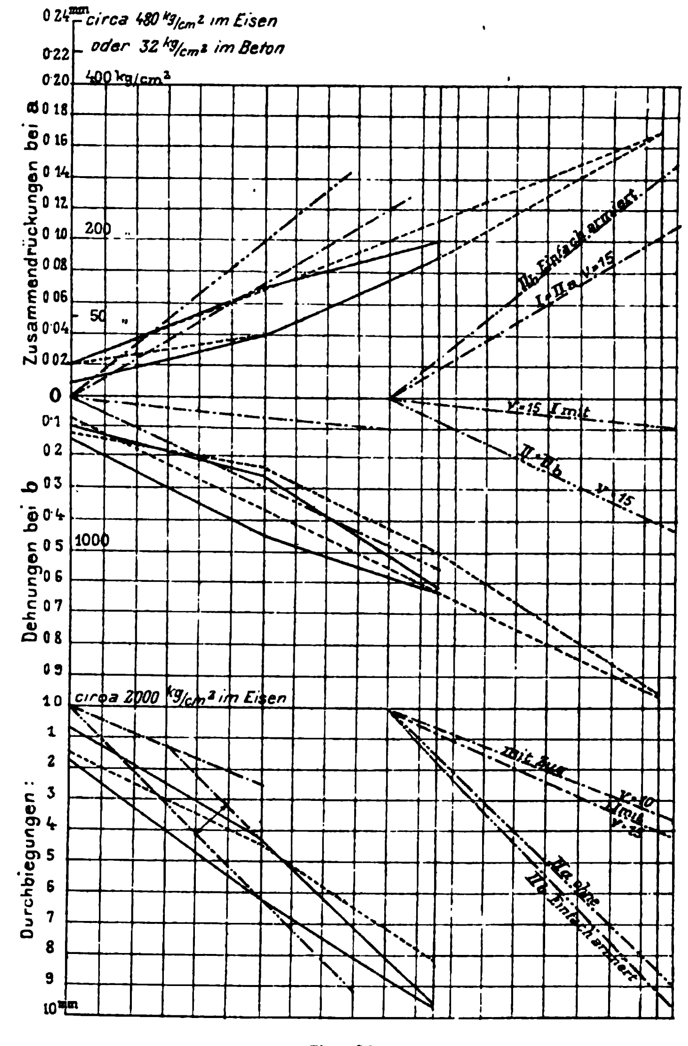


Fig. 28.

Durchbiegungen den (einzig uns zur Verfügung stehenden) Erklärungsgrund für den oft sehr ungünstigen Ausfall von Balken aus Eisenbeton sehen zu müssen, die etwas zu sparsam mit Eisen armiert wurden, aber wir müssen hinzufügen, daß 0·7%, resp. 2 × 0·7% in der Praxis keinesfalls als zu sparsam gilt und auch der Abfall von J_i^b wie hier auf die Hälfte noch nicht als gefährlich bezeichnet werden kann, es wäre denn, wenn der Beton zu fett oder zu mager gemischt ist. Es dürften da doch Umstände mitgewirkt haben, die sich jetzt der Auffindung, resp. Aufspürung entziehen.

Der eine Träger erweist sich nach dem Diagramm mit seinem lang anhaltenden Stadium I als sehr sorgfältig gebaut, während bei den übrigen zwei Versuchen ein Sta-

dium I gar nicht oder nur sehr kurz vorhanden ist, ein Umstand, der, wie ausdrücklich betont, an der schließlichen Bruchlast nur sehr wenig geändert hat, obwohl dieselbe noch um ein wenig kleiner war als die oben berechnete und eingezeichnete.

Aus zwei vereinzelten Beobachtungen oben und unten die neutrale Achse zu bestimmen, scheint nicht am Platz. Wohl aber sei festgestellt, daß nach der Rechnung im Stadium IIa die Lage der neutralen Achse um $d' = 4\cdot3\ cm$ unterhalb der Draufsicht zu liegen kam, während der obere Meßapparat Rabut 2·3 *cm* unterhalb angebracht war. Tatsächlich verzeichnen dieselben aber wiederholt in dem Druckgurt Punkt *a* Zugspannungen, als ein zweifelloses Zeichen, daß die neutrale Achse sogar noch über ihre vorgesehene theoretische Lage hinaufgeschnellt ist. Unter Hinweis auf die in Heft V von Christophe ausführlich veröffentlichte Tabelle sei besonders darauf aufmerksam gemacht, daß in einem Falle sogar (im Punkt *Ba*, Palplanche I) zuerst Druck, dann Zug (IIa) und dann wieder Druck (IIb) folgt. In diesem Falle erholt sich also der Träger wieder zu der ihm eigenen Tragfähigkeit einer einfachen Armatur. In Palplanche II und III aber folgt dem ja ganz abnormen Überschreiten der neutralen Achse steigende Zugwirkungen zum Bruch, d. h. dem Stadium IIa folgt gleich die Zerstörung der Platte. Es muß daher der Eintritt des Stadiums IIb keineswegs als etwas Gefährliches oder Ungünstiges aufgefaßt werden, sondern ist umgekehrt, sofern der Beton den Seitendruck zu leisten imstande ist, als eine für den Verlauf wünschenswerte Erscheinung aufzufassen, die, wenn sie durch übergroße Dehnungen im Untergurt gehindert wird, unterbleibt und so die Zerstörung mehr beschleunigt wird, als durch die gegenteilige örtliche Verminderung der Widerstandskraft des Eisens.

Zu den in Fig. 28 dargestellten Diagrammen ist, da ja die theoretischen Richtungslinien eingezeichnet sind, nichts weiter hinzuzufügen, als daß der durch das Auge gegebene Vergleich ersehen läßt. Anders steht es um den bereits erwähnten Querschnitt *B*, der sich 1 *m* von der Mitte entfernt vorfindet und wo alle Richtungslinien, die vom Moment abhängen, um $^1/_4$ tiefer liegen. Hier sehen wir an ein und derselben Stelle das erstemal einen höchst unregelmäßigen Verlauf, ähnlich wie ihn Schüle unterhalb der Last festgestellt hat, mit Zug oben und Druck unten, und bei der Wiederholung der Belastung eine höchst gleichmäßige Kurve, die wohl nur das eine sagt, daß alle direkten Beobachtungen am Beton, insbesondere so vereinzelte, wie sie seinerzeit am sogenannten niedrigen Objekt (Heft II) vorgeführt wurden, ein gänzlich unverläßliches und daher wertloses Material liefern, das unmöglich als Unterlage für eine wissenschaftliche Untersuchung mit weitgehenden Folgerungen dienen könne. Dies gilt natürlich auch von den hier wiedergegebenen Beobachtungen mit Ausnahme jener von Schüle insofern als dort ein zusammenhängendes Netz von Beobachtungen als eine Sicherung gegen grobe Irrtümer, herrührend von örtlichen Ungleichmäßigkeiten und Sprüngen im Beton, angesehen werden kann.

Schlußfolgerungen.

Das vorliegende Versuchsmaterial gibt uns zur Berechnung von beiderseitig armierten Betonbalken folgende Fingerzeige, wobei wir den Hinweis, inwieweit diese Anschauung nur auf eine Unvollständigkeit unserer Kenntnisse beruht und wo deshalb eine Ergänzung des Versuchsmaterials am Platze wäre, hier nicht nochmals wiederholen wollen. Wir können sagen: Zur Berechnung der Bruchlast solcher Balken genügt es, diejenige einer einfach armierten Platte zu ermitteln, und sind demgemäß auch die zulässigen Lasten, insofern man sie aus der Bruchlast mittels eines Sicherheitskoeffizienten ermittelt, mit Hilfe derselben Rechnung und Annahme festzustellen, da vor Bruch nicht nur die Zugfestigkeit des Beton, sondern auch die Druckfestigkeit der Eisenstäbe im Obergurt verloren geht. Diese Feststellung bedeutet für die Praxis eine wesentliche Vereinfachung in der Rechnung. Wir glauben also durch diesen Nachweis der Praxis einen nicht unwesentlichen Dienst erwiesen zu haben.

Zur Berechnung der Durchbiegungen ist auch hier ein genauerer Vorgang am Platze. Es sind die durch Stadium I mit $\nu = 10$, resp. IIa mit $\nu = 15$ gekennzeichneten Verhältnisse zu ermitteln. Da die Dauer des Stadiums I jedoch eine unbestimmte ist, so kann die spätere Zunahme sich beliebig aus den beiden Richtungen I und IIa zusammensetzen.

Wir wollen zum Schluß noch die Frage erörtern, welche Umstände geeignet erscheinen, der Bruchlast eines doppelt armierten Balkens einen Vorsprung vor dem einfach armierten zu sichern. Es kommt hier in erster Linie auf die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen die Seitendrücke der eingeschlossenen Eisen an, direkt wie indirekt, indem er die plötzliche Zustandsänderung in der Lage der neutralen Achse begünstigt. Während weiters mit dem einfach armierten Träger auch ein magerer Beton im Obergurt gute Dienste tut, so ist hier für alle Fälle die Anwendung eines guten nicht zu fetten Betons zirka 1 : 4 zu empfehlen, wenn man sich die Mitwirkung des Eisens und der darüberliegenden Betonschicht sichern will. Bügel und Verschnürungen sind ein guter, aber kein wesentlicher Einfluß zuzuschreiben, der jedenfalls durch Anwendung von besonders geformten Rundeisen nach Ransome, Johnson oder Thacher, wegen der innigeren Verbindung des Eisens mit dem Beton, noch erhöht werden kann. Bei einer vollkommenen Umschnürung nach Considère, resp. Maciachini ist natürlich eine wesentliche Besserung der Durchbiegungsverhältnisse zu erwarten. Nach den von Considère nachgewiesenen Prinzipien bei einer Umschnürung auf der Druckseite werden die Zustandsänderungen des Betons, resp. auch die mit umschnürten Eisen beeinflusst. Da uns aber die vorangegangenen Untersuchungen lehren, daß für eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Betons kein Bedürfnis besteht, so ist vielmehr auf die Erhöhung der Zugfestigkeit im Untergurt durch Verwendung von Stahl Gewicht zu legen, falls man höhere Bruchlasten und höhere Sicherheiten erzielen will und erscheint es als naheliegendste Lösung um das Ausknicken im Obergurt zu verhindern, das Eisen dort nicht als Rundeisen, sondern in steifen Querschnitten ähnlich wie in Fig. 4 anzuordnen.

Die hier dargelegten Resultate erlauben mannigfache Schlüsse auf verwandte Gebiete, wovon hier nur mit einigen Worten des Bogens gedacht werden soll, weil derselbe ja immer doppelt armiert gebaut wird. Eine direkte Anwendung ist bei flachen Bögen möglich, wo die maßgebenden Querschnitte unter ähnlichen Verhältnissen beansprucht werden. Dort wird es genügen, mit Bezug auf Bruch den Querschnitt als einfach auf der Zugseite armiert anzusehen. Der achsiale Druck muß das Auftreten des Stadiums II*b*, wo die Eisen auf Druck nicht mehr mitwirken, beschleunigen und müssen diese Verhältnisse in dem Maße sich der zentrisch belasteten Säule nähern, als der Querschnitt vorwiegend unter der Herrschaft des Druckes steht und an Bedeutung der Biegungsspannungen zurücktreten. Um dieser Frage beizukommen, sind vom Schreiber dieses einige zentrische Druckversuche geplant und ist es begreifliche Vorsicht, wenn derselbe seine Meinung bis zu jenem Zeitpunkt verschiebt, wo er dieselbe mit Tatsachen wird belegen können, da das Verhalten des Bogenquerschnittes ebenso

wie eine exzentrisch belastete Säule sich als ein Mittelweg zwischen den beiden festgelegten Grenzen ergeben muß. Eine ganz besondere Bedeutung muß hiebei jener Anordnung zukommen, die das Eisen in selbsttragenden Formen benützen, insbesonders aber dem System Melan, wo der Beton zwischen den Flanschen der zwei I-Träger gefangen gehalten, seitlich umschnürt ist. Um sich über die Bedeutung dieser Anordnung klar zu werden, braucht man sich so einen Melanbogen nur beim Versuch zu besehen, wo der bereits ganz zersprengte Beton zwischen diesen Eisenrippen bis zuletzt noch ein zusammenhängendes Ganze bildet. Bei seinen amerikanischen Bauausführungen hat Schreiber dieses aus konstruktiven Gründen diese Wirkung stets noch durch quer angeordnete Zugeisen vermehrt, eine Anordnung, die bei den heutigen Melan'schen Projekten und wie die jüngste Veröffentlichung von Mörsch (Heft II), zeigt auch anderwärts eine weitere Ausbildung durch ein ganzes Netz von Querstäben erfahren hat. Es sind das Hilfsmittel, die das Verhalten des Beton unter Druck wesentlich zu verbessern imstande sind, in welcher Weise jedoch dies geschieht, zu ergründen, dazu langten unsere bisherigen theoretischen Kenntnisse nicht aus.

Diese Verhältnisse müssen durch neue und sorgfältig geführte Versuche erforscht werden. Unsere heutigen Rechnungen geben uns nur jene relative Sicherheit, daß ein neues Objekt nicht schlechter ausfüllt als ein früher erbautes und bereits bewährtes. Zu einem genauen Einblick in die Spannungsvorgänge des Mauerwerkes eignen sich diese Rechnungen, die dem Ganzen eine gleichmäßige Durchschnittselastizität zubilligen, nicht, aber wir können heute schon sagen, daß wir an der Schwelle der richtigen Erkenntnis stehen und daß wir erst aus dieser heraus werden urteilen können, was von den früher gemachten Rechnungen brauchbar ist und was nicht.

Wenn diese Arbeit es mit sich gebracht hat, auf Grund der genauen Beobachtungen Schüles manches Fragwürdige in unseren Theorien aufzudecken, um manche Anwendungen der Elastizitätstheorie auf dieses Gebiet als unberechtigt zu bezeichnen, so ist dies keinesfalls in dem Sinne geschehen, um vielleicht irgend einer unverhüllten Empirie das Wort zu reden, sondern bloß von dem Bestreben getragen, um zwecklose komplizierte Theorien abzustreifen und dem Bestreben zu dienen, daß man innerhalb der Grenzen einer zulässigen Genauigkeit Theorien schaffen möge, die ebenso einfach wie richtig genannt werden mögen.

Eine ähnliche Gedankenfolge führt zu dem Ausspruch, daß Kepler seine Gesetze mit unseren heutigen genauen Instrumenten nicht entdeckt hätte und so sollte auch für uns die Genauigkeit unserer Instrumente und unserer Theoretiker kein Hindernis sein, um zu jenen einfachen Gesetzen zu gelangen, wie die Praxis sie braucht. Wir halten dies erreichbar, wenn wir uns vor einer kleinlichen Auslegung der erkannten Abweichungen hüten.

Einige Versuche über die Würfelfestigkeit von armiertem Beton.

Die im folgenden dargestellten Versuche wurden von dem Gefertigten mit Rücksicht auf die hiesigen schwierigen Laboratoriums Verhältnisse mittelst der freundlichst zugesagten Unterstützung der Amsterdamer Zement-Eisen-Werke von der bekannten Prüfungsanstalt Koning & Bienfait in Amsterdam in der promptesten Weise ausgeführt. Sie sollen als ein weiterer Beitrag zur Klärung dieser wichtigen Frage dienen.

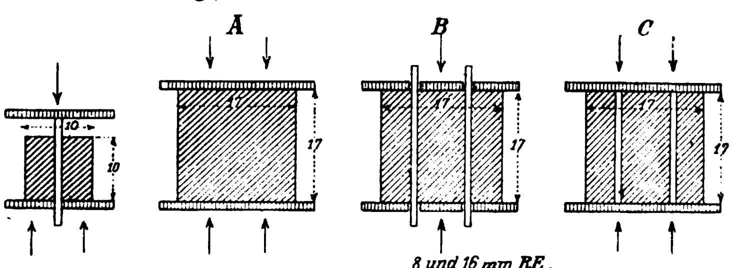
Die Würfel wurden alle am 3. März 1903 im Verhältnis 1:2 (Sand):3 (Kies) hergestellt und im Alter von 6 Wochen, bezw. 3 Monaten geprüft. Gleichzeitig hatte Herr Sanders in einer selbständigen Serie von Versuchen die Größe der Adhäsion (bezw. Reibung) beim Durchpressen von Eisenstäben durch einen 10 *cm* Würfel in Beton 1:4 bestimmt, die hier der Vollständigkeit wegen zuerst angeführt seien.

In jedem Würfel war in der Mitte ein Stäbchen angebracht von verschiedenem Durchmesser, um zu sehen, ob zwischen dieser Größe und der Adhäsion auch ein anderer Faktor maßgebend sei, als die Berührungsfläche.

Durchmesser der Stäbchen *mm*	20	18	16	14	12	10
Aufgewandte Kraft in *kg*	730	660	170	780	630	390
pro *cm*² Fläche *kg*	11·6	11·7	3·4	17·7	16·7	12·4

Wenn wir von dem einen, jedenfalls abnormalen Fall absehen, so läßt sich somit dieser Widerstand mit ziemlicher Sicherheit auf 12 *kg/cm*² schätzen, und empfiehlt es sich so zu dimensionieren, daß der Umfang und die damit zusammenhängende Verankerung keine größeren Kräfte aufzunehmen brauchen.

In den folgenden Bruch-Versuchen mit armierten Würfeln sind vier 8 *mm* oder 16 *mm* Eisen angewendet worden, deren Umfang 5 bezw. 10 *cm* beträgt, und die 17 bezw. 34 *cm* hoch waren. Es ist



Adhäsions-Versuche von L. A. Sanders.

Druckversuche von Emperger.

also bestenfalls bei 16 *mm* Rundeisen 34 *cm* hoch die Umhüllungsfläche 680 *cm*² und die maximale Scherkraft 680 × 12 *kg* = = 8160 *kg*, d. i. jene Kraft, die das Eisen vom Beton loslöst; das wäre nun, auf Würfel 17 × 17 = 289 *cm*² bezogen, 28 *kg/cm*², also noch unterhalb jener Grenze, die man bei Betonsäulen als zulässig ansieht. Auf die Druckfestigkeit solcher Würfel sollte daher eine Armierung, wie wiederholt ausgesprochen, keinen Einfluß haben. Um dies zunächst am Würfel nachzuweisen, dienen die folgenden Versuche, alle 17 × 17 im Querschnitt.

Abmessungen	6 Wochen alt	3 Monate alt
	***A.* Reiner Beton**	
hoch 34 *cm*	26.600—28.000 (95 *kg/cm*²)	49.500 (171 *kg cm*²)
	***B.* Armierter Beton ohne Einbeziehung des Eisens**	
hoch 17 *cm* 8 *mm* Armatur	31.500 (109 *kg/cm*²)	49.000 (169 *kg/cm*²)
hoch 34 *cm* 8 *mm* Armatur	30.700—32.800 (110 *kg/cm*²)	46.100 (159 *kg/cm*²)
hoch 17 *cm* 16 *mm* Armatur	34.000 (117 *kg/cm*²)	55.100 (190 *kg/cm*²)
hoch 34 *cm* 16 *mm* Armatur	32.500 (112 *kg/cm*²)	46.000 (159 *kg/cm*²)
	***C.* Armierter Beton mit Einbeziehung des Eisens**	
hoch 17 *cm* 8 *mm* Armatur	36.200 (125 *kg/cm*²)	54.200 (188 *kg/cm*²)

Es sind dem Unterfertigten hauptsächlich Bedenken gegen die Verallgemeinerung dieser Ansicht in der Richtung aufgestiegen, daß das Eisen immer für sich, also selbst wenn völlig losgelöst, zu einer etwas höheren Bruchlast Anlaß geben muß, weil es in der Richtung der kreuzförmig auftretenden Scherfläche gelegen, diese am Auftreten hindern muß, sowie durch die eigene Knickfestigkeit der Stäbe.

Wir sehen auch tatsächlich, daß sich die Bruchlast der ganz gleichen Körper in der ersten und letzten Post von 95 auf 125, bezw.

von 171 auf 188 kg/cm^2 erhöht und sich dieses Hilfsmittel insbesondere bei dem grünen Beton als deutlich wirksam erweist.



Der Zuschuß an Gesamtfestigkeit betrug 8900, bezw. 4700 *kg*. Wenn man hievon zunächst die Knickfestigkeit der vier 8 *mm* Stäbe abzieht, so kann man sagen, daß dieselbe beträgt

$$\sigma_k = \frac{2600}{1 + 0{\cdot}00005\,\frac{l}{i}} \qquad l = 17\,cm \qquad i = 2\,mm$$

$$\doteq 2000\ kg/cm^2.$$

Der Querschnitt der vier Stäbe ist nahezu 1 cm^2, also verbleibt als Rest immerhin 6900, bezw. 2700 *kg*.

Um nun zu sehen, wie sich die Sache verhält, wenn man diese letztere Wirkung der Knickfestigkeit der Stäbe ausschaltet, ist man so verfahren, daß man die vier Stäbe in den übrigen Versuchen, die unter *B* angeführt sind, herausstehen ließ und die Druckplatten durchlocht hat, so zwar, daß der Druck direkt nur auf den Beton und nur durch die Adhäsion auf die Eisen gewirkt hat. In diesem Falle betrug der Abfall von der letzteren Zahl bei 6 Wochen 4700 bis 3200, bei 3 Monaten 5200 bis —900. Es geht hieraus hervor, daß innerhalb der Grenzen der bei Beton möglichen Schwankungen diese Differenz im Vergleich mit anderen Einflüssen, z. B. dem Alter, als viel zu klein anzusehen ist, um als nachweisbar zu gelten. Man tut also besser, sie als nicht vorhanden zu betrachten und der Berechnung die Würfelfestigkeit des reinen Betons zugrunde zu legen. Das nebenstehende Lichtbild zeigt uns diese Versuchswürfel. Die mit 1 und 2 bezeichneten Würfel geben uns die Bruchbilder des reinen Betons, während 3, 4 und 5 der Gruppe *B* mit Eisen entnommen sind (34 *cm* hoch), die aber alle auch dieselbe Bruchfigur zeigen. Weiters gehören hieher noch zwei von den oben aufgelegten Stücken (17 *cm* hoch) und nur bei dem einen, dessen Eisen deutlich ausgeknickt ist, wurde Eisen und Beton gemeinsam zerdrückt mit dem bereits beschriebenen Effekt.

In den vorliegenden Versuchen wurde auf einen Betonquerschnitt von 289 cm^2 einmal 1 cm^2, das anderemal 4 cm^2 Eisen verwendet. Es entspricht dies 0·35 % und 1·4 % Armatur, auf welche besonderen Verhältnisse die gegebenen Schlußfolgerungen beschränkt bleiben müssen. Die Praxis, die mit $\nu = 10$ zum Betonquerschnitt 10, bezw. 40 cm^2 zuschlägt, erhöht somit die zulässige Druckspannung um 4, bezw. 15 % auf Kosten einer geringeren Sicherheit, was dort, wo diese Zahl viel zu klein angegeben wird, nur als eine wünschenswerte Korrektur gelten kann, umsomehr, als eine ähnliche Erhöhung der Bruchlast (freilich aus anderen Ursachen) tatsächlich nachgewiesen wurde.

Im Selbstverlage des Verfassers. — Druck von R. Spies & Co. in Wien.





